

34
29.



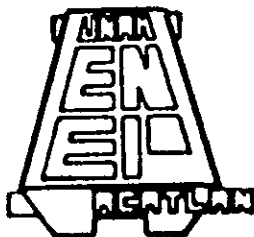
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN

ANALISIS GEOTECNICO PARA LA EXCAVACION DEL
PROYECTO CORPORATIVO OPCION MONTES
URALES III, EN LOMAS DE CHAPULTEPEC, D. F.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
GABRIEL RUIZ GONZALEZ

ASESOR: ING. JUAN VICTOR PADILLA CORREA



ACATLAN, EDO. DE MEX.

1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

260367



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central

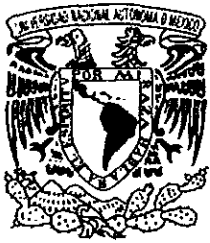


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

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

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ

ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

PRESENTE.

En atención a su solicitud presentada con fecha de 19 de junio de 1995, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACION DEL PROYECTO CORPORATIVO OPCION
MONTES URALES III, EN LOMAS DE CHAPULTEPEC D.F."

INTRODUCCIÓN.

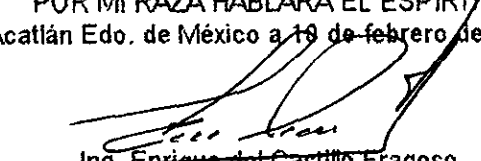
1. ZONIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO.
 2. EXPLORACIÓN, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO.
 3. CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO EN EL PREDIO DE INTERÉS
 4. ANÁLISIS DE CIMENTACION.
 5. DETERMINACIÓN DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACIÓN.
 6. DESCRIPCIÓN Y ESPECIFICACIONES DEL SISTEMA DE ANCLAJE.
 7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.
- CONCLUSIONES.

Asimismo fué designado como asesor de tesis el ING. JUAN VÍCTOR PADILLA CORREA, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.

" POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU "
Acatlán Edo. de México a 19 de febrero de 1998


Ing. Enrique del Castillo Fragoso
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA

Con afecto, admiración y respeto:

A mis padres:

que comparten en todo momento mis triunfos y mis fracasos y que con su inquebrantable esfuerzo y amor, me impulsaron a llegar a este momento.

Sr. Manuel Ruíz Espinoza.

Sra. Carmen González Morales.

A mis hermanos y hermanas:
por su confianza en mí.

A la U.N.A.M. E.N.E.P. ACATLÁN
Por haberme formado en la Ingeniería

A todos los que confiaron en mí y que nunca se verán defraudados, por lo contrario, que mi esfuerzo y espíritu de superación sean como hasta ahora han sido los actos de mi vida; motivo de admiración y respeto hacia ustedes.

A todo aquel que consulte y encuentre algo útil en lo escrito en estas paginas.

A todos mis familiares.

A mis maestros.

Al Ing. Juan Víctor Padilla Correa:
por su tiempo que dedico, en la dirección de esta tesis y por transmitirme su gran experiencia para mi mejor formación.

ÍNDICE

ÍNDICE.	i
INTRODUCCIÓN.	vi
Capítulo 1. Zonificación y características del subsuelo del Valle de México.	1
1.1 Desarrollo hidrográfico y geológico de la Cuenca de la Ciudad de México.	1
1.2 Zonificación del subsuelo del Área Urbana de la Ciudad de México. ..	4
1.3 Condiciones estratigráficas del Valle de México.	6
1.4 Estratigrafía de la Zona de Lomas.	11
1.5 Características y propiedades ingenieriles del subsuelo de la Zona de Lomas.	17
1.6 Sismicidad de la Zona de Lomas de la Ciudad de México.	18
1.6.1 Aspectos generales de la sismicidad en la zona.	18
1.6.2 Coeficientes sísmicos.	19
1.6.3 Factor de comportamiento sísmico.	20
1.6.4 Espectros de diseño.	20
Capítulo 2. Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio.	21
2.1 Perforaciones y sondeos.	21
2.1.1 Sondeos con palas posteadoras y barrenos helicoidales.	21
2.1.2 Perforación con lavado.	22
2.1.3 Sondeos con barrenas de vástago hueco.	22
2.1.4 Perforación a rotación.	23
2.1.5 Perforación por percusión.	23
2.1.6 Perforación en seco.	24
2.2 Muestreo del suelo.	24
2.2.1 Tipos de muestras.	24
2.2.2 Muestreadores.	24
A) Muestreador Shelby.	25
B) Muestreador Denison.	25
C) Muestreador Pitcher.	26
D) Muestreador de pistón.	26
E) Corazones de roca.	26
F) Muestras extraídas manualmente.	27
Pozos a cielo abierto.	

2.3	Métodos directos. Medidas de consistencia y compacidad relativa. ...	27
2.3.1	Penetración estándar (Penetración dinámica).	27
2.3.2	Penetrómetro holandés de cono (Penetración estática).	28
2.3.3	Medida directa de la resistencia al corte.	29
2.4	Métodos geofísicos.	29
2.4.1	Método geosísmico.	30
2.4.2	Método geoelectrico.	30
2.5	Piezometría.	30
2.6	Programa de exploración.	31
2.7	Determinación de las propiedades índice y mecánicas de los suelos en el laboratorio.	33
2.7.1	Clasificación de los suelos.	33
2.7.2	Propiedades índice.	33
2.7.2 A)	Contenido de agua.	33
2.7.2 B)	Densidad de sólidos.	34
2.7.2 C)	Granulometría.	36
2.7.2 D)	Límites de consistencia.	37
2.7.2 E)	Peso Volumétrico.	40
2.7.2 F)	Relación de vacíos.	41
2.7.3	Propiedades mecánicas.	41
2.7.3 A)	Permeabilidad.	42
2.7.3 B)	Consolidación.	44
2.7.3 C)	Resistencia al corte.	46
Capítulo 3. Características estratigráficas y físicas del subsuelo en el predio de interés.		50
3.1	Antecedentes.	50
3.2	Muestreo y exploración del subsuelo.	51
3.3	Pruebas de laboratorio.	52
3.4	Características estratigráficas y físicas del subsuelo.	53

Capítulo 4. Análisis de cimentación.	59
4.1 Determinación del tipo de cimentación.	59
4.2 Dimensionamiento de la cimentación.	60
4.3 Acciones.	61
4.4 Capacidad de carga.	61
4.5 Revisión de los estados límite de falla.	63
A) Estado límite de falla en condiciones estáticas.	63
B) Estado límite de falla en condiciones dinámicas.	64
4.6 Revisión del estado límite de servicio.	68
4.7 Empuje sobre muros rígidos perimetrales.	71
Capítulo 5. Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.	91
5.1 Características de la excavación.	91
5.2 Estabilidad de taludes.	92
5.1.1 Falla rotacional.	92
5.1.2 Falla por traslación.	92
5.3 Empuje sobre el sistema de ademe.	93
5.4 Capacidad de las anclas a fricción.	117
5.4.1 Interface suelo/lechada.	118
5.4.2 Interface lechada/tendón.	118
5.4.3 Tensión y longitud de anclas.	119
Capítulo 6. Descripción y especificaciones del sistema de anclaje.	125
6.1 Descripción.	125
6.1.1 Tipos de anclas y su funcionalidad.	125
6.1.2 Partes integrales de un ancla.	127
6.1.3 Ventajas y restricciones de las anclas.	128

6.2	Materiales componentes.	129
6.2.1	Lechadas de cemento.	129
6.2.2	Tendón.	129
6.2.3	Cabeza de ancla.	130
6.3	Protección contra la corrosión.	130
6.3.1	Principios de protección.	131
6.3.2	Sistemas protectores.	132
6.4	Especificaciones para la instalación de anclas.	133
6.4.1	Perforación.	133
6.4.2	Introducción del tensor.	135
6.4.3	Inyección.	136
6.4.4	Cabeza de anclaje.	137
6.4.5	Tensión.	138
6.4.6	Reinyección.	139
6.5	Anclaje con resina.	139
6.6	Anclaje con mortero.	141
6.7	Consideraciones que hay que evitar durante la construcción del sistema de anclaje.	142
6.7.1	Perforación de barrenos.	142
6.7.2	Anclaje con barras.	142
6.7.3	Colocación de placas de apoyo.	143
6.7.4	Control de las anclas.	143
Capítulo 7.	Procedimiento constructivo.	144
7.1	Procedimiento de excavación de los sótanos.	144
7.2	Procedimiento constructivo de las anclas.	149
7.2.1	Perforación de barrenos.	149
7.2.2	Características del ancla.	149
7.2.3	Inyección del barreno.	150
7.2.4	Pruebas de control de calidad de la lechada de inyección.	151
7.2.5	Tensado de anclas.	151

7.3 Especificaciones del concreto lanzado.	151
7.3.1 Generalidades.	151
7.3.2 Materiales.	152
7.3.3 Mezclado y aplicación.	154
7.3.4 Equipo de mezclado.	155
7.3.5 Resistencia especificada del concreto lanzado.	156
7.3.6 Medición de control.	157
7.4 Procedimiento constructivo para las zapatas de cimentación.	158
7.5 Presupuesto de la construcción de las anclas.	159
7.6 Recomendaciones sobre instrumentación.	168
7.6.1 Movimientos.	169
A. Bancos de nivel en el fondo de la excavación.	169
B. Líneas de colimación.	169
7.6.2 Compactación.	172
7.6.3 Referencias en la estructura.	173
Conclusiones.	174
Bibliografía.	176

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

La Ingeniería Civil es una profesión que cumple un papel vital en el desarrollo social y económico de México y ha logrado evolucionar, convirtiendo al país en una nación autosuficiente en ingenieros civiles.

El ingeniero civil es el profesional que tiene conocimientos generales y está capacitado para aplicarlos en la realización de obras de infraestructura, en las etapas de estudio, planeación, organización, diseño, construcción, operación y mantenimiento.

El ingeniero civil maneja con soltura y profundidad los conocimientos que le permiten, dar solución integral a problemas concretos; ser eficaz y saber analizar y diseñar conceptualmente como en detalle las obras civiles de diverso tipo, organizar, presupuestar, ejecutar y supervisar; tiene la capacidad de crear tecnologías propias mediante la investigación y participar en los procesos de asimilación de tecnología, adaptando y usando la tecnología recibida.

El gran crecimiento que ha tenido la Ciudad de México, tan densamente poblada y tan limitada de espacio, no solo ha aumentado las necesidades de vivienda, si no también las de escuela, hospitales, edificios de oficina y estacionamientos; y ante la limitante de tener un control en las edificaciones en algunas zonas en cuanto al número de niveles construidos, ha sido necesario implementar nuevas y modernas técnicas ingenieriles que resulten factibles y económicas y que permitan la excavación profunda para alojar a estructuras subterráneas que, en general, se destinan para uso de estacionamiento.

La formación de excavaciones en centros urbanos para estacionamientos subterráneos de automóviles, vincula la construcción de una pared de retención alrededor del sitio. Se requieren frecuentemente anclajes que retengan el dorso de las paredes que forman los planos de cortes o para salvaguardar construcciones existentes. La instalación en estas paredes de anclajes pueden reducir el costo y tiempo y permitir un mejor uso del área excavada, mejorando el trabajo del equipo mecánico pesado, por que la construcción puede proceder sin restricción.

La tesis “ **ANÁLISIS GEOTECNICO PARA LA EXCAVACIÓN DEL PROYECTO CORPORATIVO OPCIÓN MONTES URALES III, EN LOMAS DE CHAPULTEPEC, D.F.**” tiene como objetivo principal mostrar como se realiza el diseño, desde el punto de vista de Mecánica de Suelos, el tipo de cimentación más adecuado para la estructura y el sistema de contención que alojará a las paredes de la excavación que contempla una excavación a 17.71 m de profundidad con respecto a la calle de Montes Urales y la construcción de un edificio con cinco niveles superiores y seis en sótano, en base a los resultados obtenidos de la exploración, muestreo y pruebas de laboratorio del subsuelo del predio de interés.

El presente trabajo se desarrolla en siete capítulos básicamente:

En el capítulo 1 se describen las características generales del subsuelo de Valle de México, su formación y constitución geológica. Se identificarán las zonas en que se divide el área urbana del Valle y sus condiciones particulares, estableciendo las principales propiedades ingenieriles de los materiales que se encuentran en el subsuelo de estas zonas, con atención especial a la Zona de Lomas.

En el capítulo 2 se describen los principales métodos y técnicas de exploración y muestreo de suelos así como las pruebas de laboratorio de mayor importancia a que son sometidas las muestras obtenidas de campo.

En el capítulo 3 se proponen los métodos de exploración y muestreo así como las pruebas de laboratorio a emplearse para la determinación de las características y propiedades del subsuelo en el sitio de interés. Se presentan los resultados obtenidos a partir de dichos procedimientos así como su interpretación.

En el capítulo 4 en base a los resultados de exploración, muestreo y pruebas de laboratorio, se establece el tipo de cimentación que se estima como factible para la estructura proyectada, realizándose la revisión de los estados límite de falla y de servicio que indica el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En el capítulo 5 para definir el procedimiento constructivo de la estructura se presenta el análisis de la estabilidad de taludes que se dejarán durante la excavación para alojar a los sótanos con que contará la estructura; se determinarán los empujes sobre el sistema de contención y se diseñaran las anclas de fricción como elementos de contención.

En el capítulo 6 se definen los diferentes tipos de anclas empleadas y las especificaciones para su correcta instalación; y por último.

En el capítulo 7 se indica el procedimiento a seguir para la excavación e instalación de las anclas así como para la construcción de la alternativa de cimentación propuesta. Se incluye un presupuesto para la construcción de las anclas.

CAPITULO 1

Zonificación y características del subsuelo del Valle de México

1. Zonificación y características del subsuelo del Valle de México.

El Valle de México se extiende en la parte central de la Meseta de Anáhuac, una de las más altas del globo, encontrándose delimitado por las cadenas montañosas de Pachuca, Tepotzotlán, Guadalupe, Patlachique y Tepozán hacia el Norte; los llanos de Apán, los montes de Río Frío y la Sierra Nevada al Este; las Sierras de las Cruces, Monte alto y Monte Bajo al Oeste y los sistemas de Cuautzin, Chichinautzin y Ajusco en el Sur. (Fig. 1.1).

El Valle cuenta con una superficie de 7160 Km²; 3080 Km² de ellos son zonas escarpadas y montañosas y los restantes 4080 Km² son zonas bajas de relieve menos accidentado y mejor definido. En el extremo Sur-Oeste se encuentra enclavada la Ciudad de México ocupando un total de 1480 Km², de los cuales más de 500 Km² de área urbana de esta, incluida en el Distrito Federal, forman una pequeña parte del Valle de México de características especiales que revierten en buena parte el propósito de este capítulo.

La Cuenca del Valle de México semeja una gran presa azolvada, represada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin al Sur. El relleno de la cuenca esta constituido por arcillas lacustres en su parte superior y por clásticos producto de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes en su parte inferior (Fig. 1.2).

Intercalados en el relleno se encuentran además materiales como capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante los últimos 500,000 años (Pleistoceno superior), tiempo transcurrido desde el inicio del cierre de la cuenca. También existen numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; que suelen presentar un color característico del ambiente en que fueron formados; así los suelos de color amarillento corresponden a climas fríos y suelos café y hasta rojizos a climas moderados a subtropicales. En grandes términos, este complejo relleno es lo que sustenta la Ciudad de México.

En este capítulo se describen las características generales del subsuelo a estudiar, estableciendo su origen y formación, así como sus propiedades ingenieriles de mayor interés.

1.1 Desarrollo hidrográfico y geológico de la Cuenca del Valle de México.

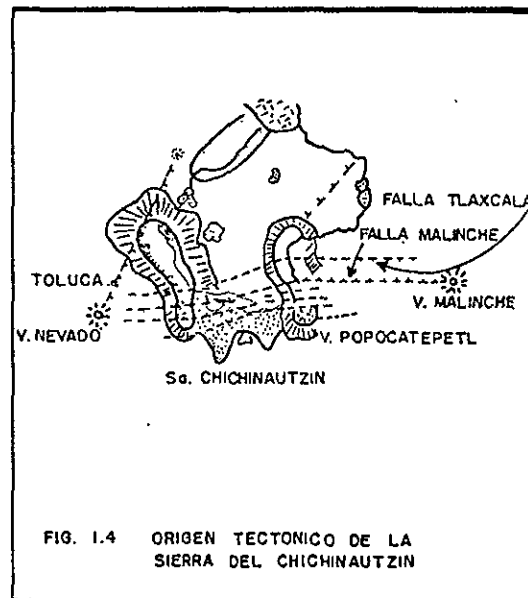
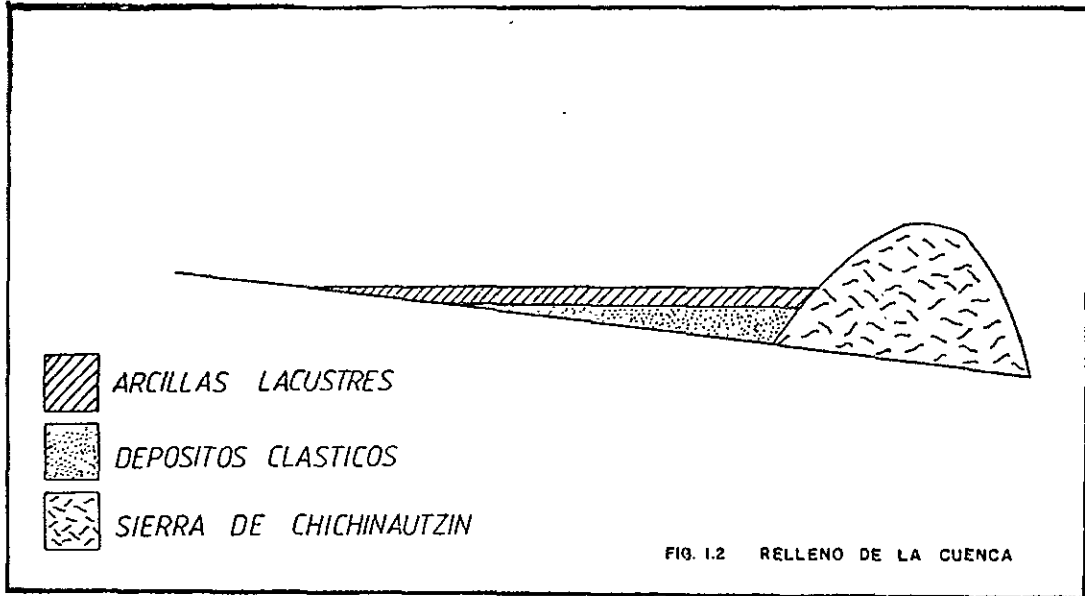
La Cuenca de México constituye un gran depósito natural azolvado. Los límites y sistemas orográficos naturales la han transformado en una cuenca cerrada en la que ha tenido lugar un proceso de deposición de los productos de la erosión ocurrida en las dos estribaciones laterales; la Sierra de las Cruces al Oeste y la Sierra Nevada al Este, y la Sierra de Pachuca en un extremo. A los productos de la erosión se han agregado las cenizas y piroclásticos de los

muchos volcanes del Sur que han tenido actividad en los últimos 700,000 años. La Sierra de Chichinautzin vino a ser la cortina que represo al vaso y - consecuentemente - cerró la Cuenca. Se extiende entre la Sierra de Zempoala en el Oeste y las faldas del Popocatepetl en el Este, apoyándose en el centro en el macizo del Tepozteco.

La condición actual del relleno de la cuenca es el resultado de los cambios geológicos y la actividad volcánica y tectónica, iniciados en el terciario a mediados del Oligoceno, donde se supone el comienzo de la subducción de la placa de Cocos en el Pacífico, debajo de la masa continental meridional de México. Este mecanismo dió origen - en primer lugar - a la Fosa de Acapulco, foco principal de la elevada sismicidad del Sur de México. En segundo término ocurrió el levantamiento de la Mesa Central Meridional. Al hundirse la placa por espacio de unos 100 Km. aproximadamente en el manto Superior, originó una primera faja volcánica en la zona de Temascaltepec, Taxco, Iguala y quizá Oaxaca. Debido a una variación en ángulo de subducción, posteriormente, la desintegración de la placa produjo los magmas que habían de constituir desde el Mioceno Medio las formaciones volcánicas de la faja Volcánica Transmexicana en cuyo centro se ubica la Cuenca de la Ciudad de México (Fig. 1.3).

En el Terciario Medio (Mioceno Medio), aparece la formación Xochitepec, cuyo basamento se halla afectado por dos mecanismos de fallas; uno en sentido SW a NE y otro - subsecuente al primero -, de SE a NW. Ambos sistemas han dado lugar a hundimientos escalonados, fosas y pilares. Debido a la escasez de afloramientos de roca en este período de la cuenca, es bastante difícil definir algunas estructuras individuales proporcionadas por este tectonismo. El fracturamiento SW - NE está representado por la falla Apán-Tlaloc que incide en su parte sur al cerro del Tepozteco, mientras que el SE-NW, le caracteriza el alineamiento Popocatepetl-Cerro de los Pinos-Cerro de Chimalhuacán y Sierra de Guadalupe. Se estima que estos fracturamientos fueron producidos por esfuerzos de cizalleo ocurridos en el Jurásico y reactivados en el Terciario por desplazamientos laterales e hinchamientos de la Placa de Cocos al crearse la faja volcánica.

En las postrimerías del Mioceno se originaron las sierras de Pachuca, de Tepetzotlán, de Guadalupe, del Patlachique y del Tepozán; que constituyen el llamado grupo de las sierras menores, dispuestas en estrato-volcanes menores y medianos de composición andesítica y dacítica (Fig. 1.4). Las sierras están ligadas a fosas individuales; la Sierra de Guadalupe se relaciona con una fosa en dirección al ESE, delimitada al Sur por el Cerro de Santa Isabel, la Sierra de Tepetzotlán obedece a dos controles tectónicos; uno dirigido al NNE y otro al ESE, la Sierra de Pachuca se sitúa en un graben dirigido al SE.



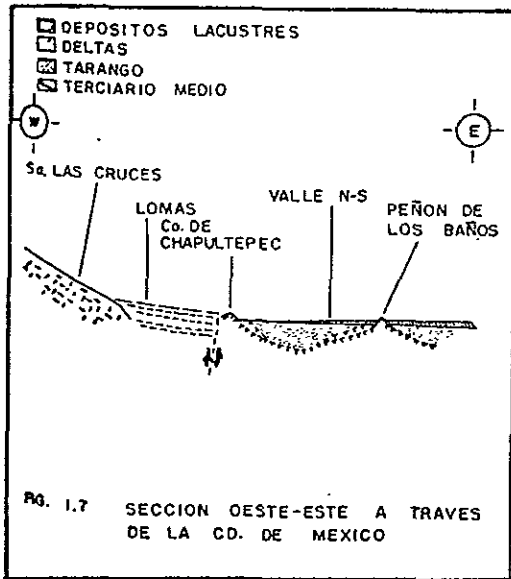
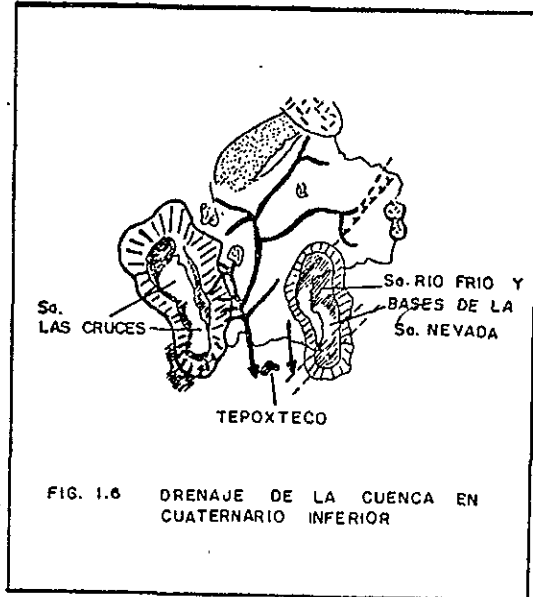
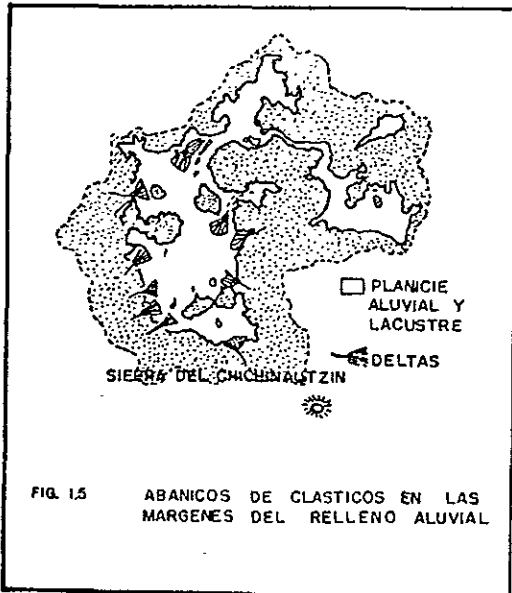
Subsecuentemente - Plioceno Inferior - se formaron los dos grandes sistemas paralelos a la Cuenca de México; la Sierra de las Cruces al Este y la Sierra Nevada al Oeste. Estos dos sistemas son conocidos como Sierras Mayores. Principalmente constituidas de lavas pórvido andesíticas, son producto de numerosos estrato - volcanes mayores de gran actividad eruptiva, muestra de ello es la formación Tarango, producto del depósito de piroclásticos a los pies de estas sierras (Fig. 1.5). Dicha formación forma abanicos volcánicos entrelazados.

Estas dos Sierras constituyen alineamientos orientados al NNW. La Sierra de las Cruces, alineada con Monte Alto, puede considerársele como una prolongación al SSE de un considerable alineamiento de fallas desde el área de Querétaro. En el caso de la Sierra Nevada no puede establecerse una correlación de este tipo. Ambas sierras obedecen a un tectonismo de centros eruptivos orientados a fracturamientos dirigidos al NW y al NE, formando en estas líneas fosas y pilares. El fracturamiento dirigido al NW afecta la Sierra de Salazar. El citado en dirección al NE, incide en la barranca de Contreras. Es probable que la fosa de Cuautepec, que atraviesa la Sierra de Guadalupe en sentido NE, sea contemporánea a estas formaciones, así como la destacada falla que se extiende desde el Nevado de Toluca hasta las proximidades de Villa del Carbón (Fig. 1.6).

En la etapa superior del Plioceno (Plio - Cuaternario) continua la actividad eruptiva en las cumbres de las grandes sierras, formándose con frecuencia domos andesíticos y dácíticos. Paralelamente se desarrolla el sistema fluvial que drena el espacio entre las Sierras Mayores - Nevada y Las Cruces - y extendido hasta Pachuca. Se pueden reconstruir dos valles; el mayor drenando el área de Cuernavaca y el menor el área de Cuautla (Fig. 1.6).

Un valle importante en la parte SW de la futura Cuenca de México, entre el Cerro de Chapultepec en el W y el Peñón de los Baños en el E, se extiende desde la Sierra de Guadalupe hasta el espacio entre la Sierra de Zempoala y el Tepozteco, y en él concurrían cuatro afluentes importantes: en el N el Río Hondo, en el centro los Ríos Mixcoac y Contreras y en el Sur el Río Ajusco sepultado hoy por lavas. Otro gran valle, proveniente del NE y situado entre el Peñón de los Baños y el Cerro de la Estrella, aportaba las aguas del área de Pachuca.

En los finales del Plioceno se presentó un cambio en el mecanismo tectónico. Aparecieron fallas y fracturas dirigidas principalmente en el sentido W-E en las inmediaciones de la Malinche al N de Toluca. Sin embargo, en la parte media de la Cuenca de México, este sistema de fallas sufrió una ligera deflexión, manteniendo una dirección WSW-ENE (Fig. 1.4). Probablemente en consecuencia inmediata de este vulcanismo fue el Cerro del Ajusco; alineamiento caracterizado por la Sierra de Santa Catarina, aunque repetido en numerosas hileras de conos cineríticos en las partes altas de la Sierra del Chichinautzín. Este tectonismo originó, en primer término, andesitas, posteriormente andesitas basálticas y - por último -, en el Cuaternario Superior se formaron los gigantes



volúmenes de basaltos que constituyeron dicha Sierra del Chichinautzín cuya superficie presenta más de 120 conos cineríticos y que habría de transformar la Cuenca de México en una cuenca cerrada.

De acuerdo con mediciones paleomagnéticas⁽¹⁾, se ha establecido que las erupciones de la Sierra de Chichinautzín ocurrieron en los últimos 700,000 años. Al cerrarse el área delimitada en el Sur por el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala y en el Norte por el sistema hidrográfico de Pachuca, comenzó un rápido proceso de azolve: los ríos que descendían de las partes altas de los sistemas montañosos desembocaban en abanicos de deyección de clásticos en las partes profundas de la cuenca. Así, se supone en el subsuelo de la cuenca potentes abanicos de gravas y arenas formados por el Río Hondo, el Río Mixcoac, el Río Contreras y el río fósil del Ajusco, llamado así por estar sepultado por lava. En el centro de la cuenca se fueron acumulando depósitos limo - arenosos, interestratificados con capas de cenizas y pómez producto de las erupciones volcánicas en el Sur principalmente (Fig. 1.7). Por último las glaciaciones de los últimos 100 000 años y las abundantes lluvias que tuvieron lugar, formaron cuerpos de agua importantes, unidos a veces en un solo y enorme lago.

Dependiendo de las condiciones climáticas (húmedas o secas, glaciares o interglaciares) los lagos fueron creciendo o reduciéndose. Así, los depósitos lacustres en el centro de la Cuenca al NW de Chimalhuacán alcanzan hasta 70 u 80 m de espesor disminuyendo al E y al W; en la zona del Zócalo del orden de 60 m, siendo prácticamente inexistentes al pie de las Lomas de Chapultepec. Intercalada en la formación de arcillas lacustres, entre 30 y 40 m, se presenta una capa dura debajo de una considerable área de la Ciudad de México. Esta capa desaparece hacia el centro del vaso de Texcoco.

1.2 Zonificación del subsuelo del Área Urbana de la Ciudad de México.

La descripción geológica, los sondeos realizados a diferentes profundidades y la observación directa de las formaciones superficiales han permitido establecer una clasificación del subsuelo del área urbana de la Ciudad de México. Atendiendo a las características estratigráficas y las propiedades mecánicas, particularmente la compresibilidad y la resistencia de los depósitos de la cuenca - pétreos, aluviales y lacustres-, Raúl Marsal y Marcos Mazari elaboraron una carta (1959) en donde presentan la zonificación del área urbana de la Ciudad de México en tres zonas básicas: la llamada Zona de Lomas o pétrea, una zona intermedia de Transición o aluvial y la denominada Zona de Lago o lacustre, con transiciones entre las fronteras de estas.

(1) ALGUNAS ROCAS TALES COMO LOS MINERALES DE HIERRO DE HEMÁTITA O MAGNETITA SON FUERTEMENTE MAGNÉTICOS; LA IDENTIFICACIÓN, MEDIDA E INTERPRETACIÓN DE LOS COMPONENTES DEL MAGNETISMO DE UNA ROCA CONSTITUYEN LA BASE DE LAS MEDICIONES PALEOMAGNETICAS, QUE ESTUDIAN EL CAMPO MAGNÉTICO TERRESTRE QUE HA EXISTIDO A TRAVÉS DEL TIEMPO GEOLÓGICO.

Las investigaciones posteriores permitieron actualizar y ampliar la zonificación hecha inicialmente por Marsal y Mazari. En la figura 1.8 se presenta la zonificación geotécnica actualizada de la Ciudad de México, hecha de una serie de trabajos realizados por COVITUR en el año de 1988.

La Zona Pétreo o de Lomas se extiende sobre las faldas y lomeríos del Oeste y Suroeste de la Cuenca; comprende - en parte - las faldas de la Sierra de las Cruces, la Sierra de Guadalupe y las partes altas de los Cerros del Peñón de los Baños, Peñón del Marqués y el Cerro de la Estrella.

El subsuelo de esta zona se compone de materiales de origen volcánico. Son característicos de esta zona los suelos areno limosos compactos, generalmente de alta capacidad de carga y pocos sensibles a deformaciones; sin embargo, pueden presentarse, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. Se incluyen en esta zona al Sur de la ciudad los derrames basálticos del Pedregal, con distintos grados de fracturamiento y oquedad. En estos derrames, la roca basáltica sana puede llegar a tener las mayores resistencias encontradas en el Valle. En las zonas altas de las Lomas de Chapultepec se hallan conglomerados de gran capacidad de carga.

La Zona de Transición, constituida por depósitos de origen aluvial, se caracteriza por la diferencia de los espesores de los depósitos así como por la variedad de los materiales que los forman. Los depósitos profundos de esta zona pueden estar dispuestos en estratos o en forma lenticular y encontrarse a unos 20 m de profundidad o menos. Principalmente la zona ocupa el espacio comprendido entre las formaciones orográficas del Poniente y el Fondo del Lago de Texcoco, aunque se extiende hacia algunas partes al N y NW de la cuenca.

La historia de la deposición de los materiales aluviales y los volúmenes de clásticos arrastrados por las corrientes hacia el lago dieron lugar a dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta.

La condición interestratificada se presenta en los suelos formados al pie de las barrancas, donde se acumularon materiales de origen aluvial que descendieron de las lomas a la planicie y que se extendieron hacia el lago de Texcoco, originándose intercalaciones de estratos blandos arcillosos de origen lacustres con estratos arenosos y limo arenosos y grava de río. El espesor de los estratos de arcilla lacustre es variable entre varios centímetros hasta pocos metros, dependiendo estos de los procesos de desecación (regresiones y transgresiones) ocurridos en el antiguo lago. Se identifican zonas de transición interestratificada al pie de las Lomas y al Sur del Valle de Cuauhtemoc.

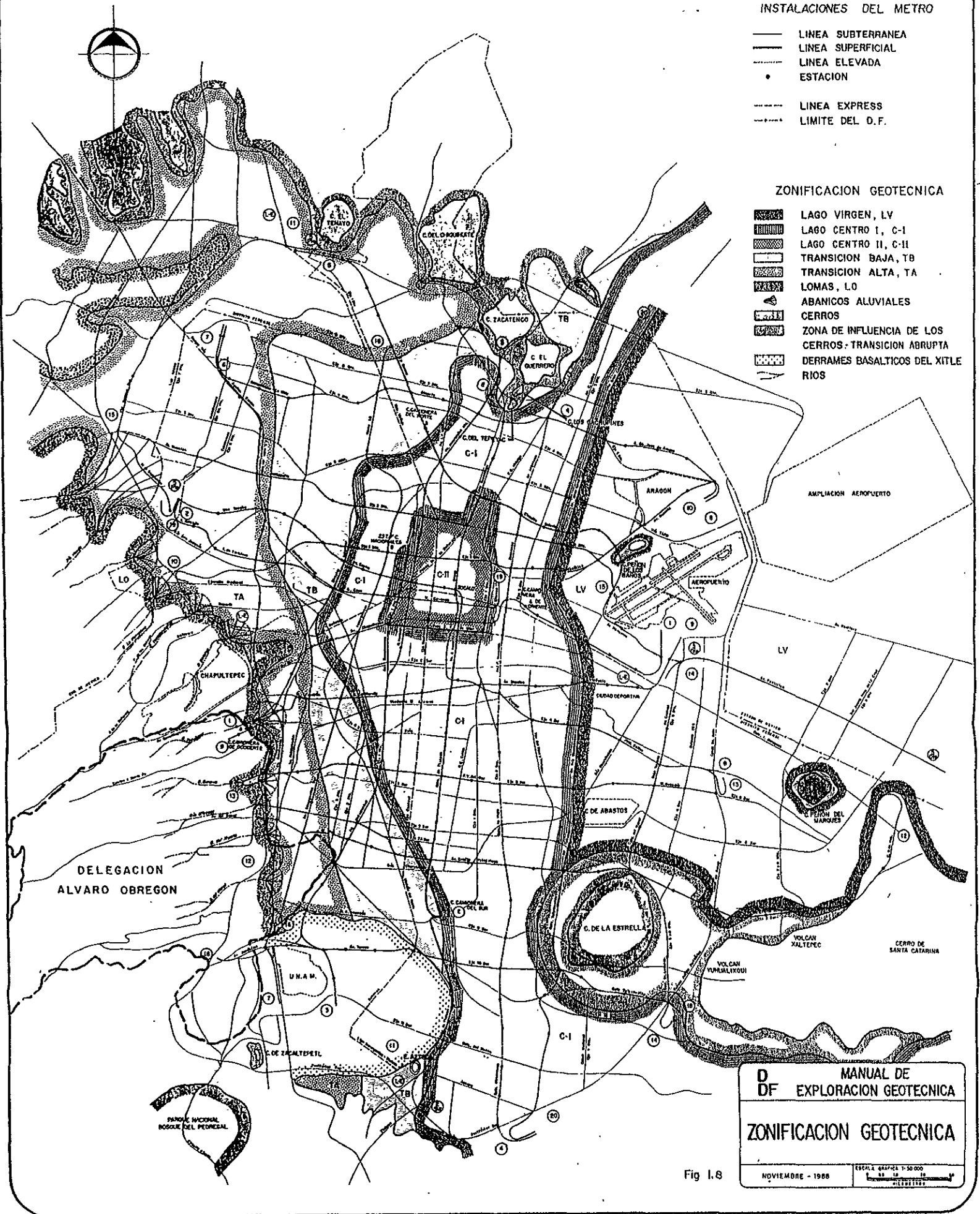
La condición abrupta se presenta en la frontera entre el relleno de la cuenca y los cerros que sobresalen de este. Esta condición se caracteriza por el contacto de los depósitos lacustres con las formaciones rocosas no existiendo depósitos fluviales al pie de los cerros. El Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el Cerro de la Estrella y el Cerro del Tepeyac son representativos de la transición abrupta; la estratigrafía de estas zonas se compone de mantos de arcilla lacustre intercalados con lentes duros producto de la erosión de los cerros vecinos.

SIMBOLOGIA
INSTALACIONES DEL METRO

- LINEA SUBTERRANEA
- LINEA SUPERFICIAL
- - - LINEA ELEVADA
- ESTACION
- - - LINEA EXPRESS
- - - LIMITE DEL D.F.

ZONIFICACION GEOTECNICA

- [Pattern] LAGO VIRGEN, LV
- [Pattern] LAGO CENTRO I, C-I
- [Pattern] LAGO CENTRO II, C-II
- [Pattern] TRANSICION BAJA, TB
- [Pattern] TRANSICION ALTA, TA
- [Pattern] LOMAS, L.O
- [Pattern] ABANICOS ALUVIALES
- [Pattern] CERROS
- [Pattern] ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS - TRANSICION ABRUPTA
- [Pattern] DERRAMES BASALTICOS DEL XITLE
- [Pattern] RIOS



D MANUAL DE
DF EXPLORACION GEOTECNICA

ZONIFICACION GEOTECNICA

NOVIEMBRE - 1968

ESCALA GRAFICA 1:50,000

Fig 1.8

La Zona de Lago corresponde a los depósitos de la planicie del Valle de México. Una vez cerrada la cuenca, comenzó un proceso de formación de lagos en el que la acción de la temperatura sobre las lluvias habría de definir la composición del subsuelo de esta zona. Si el clima se enfriaba se formaba un lago, pero si había excesivo calentamiento el lago podía desaparecer. Esta interacción concluía la deposición de arcillas o la formación de suelos. Durante las épocas de sequía el lago subsistía en las partes centrales de la cuenca continuándose el proceso de deposición de arcillas y no así en las márgenes, donde entre las arcillas se intercalaban con frecuencia suelos secos.

La característica principal de esta zona radica en los grandes espesores de arcillas blandas altamente compresibles (Fig. 1.9), subyaciendo a una costra dura superficial de espesor variable en cada sitio según la localización e historia de cargas. En general, la estratigrafía de la zona es muy regular, aunque deben esperarse variaciones en el espesor de cada estrato en particular. Los mantos arcillosos que se presentan en la Zona Lacustre no presentan problema alguno para muestrearlos, por la que definición de sus propiedades resulta abundante y confiable. En el caso de los lagos de Chalco y Xochimilco, al Sur y Sureste del Valle, respectivamente, la formación es escasa y dispersa.

1.3 Condiciones estratigráficas del Valle de México.

Zona de Lago.

En la Zona de Lago generalmente se identifican cinco estratos principales, denominados, a partir de la superficie, manto o costra superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos.

a) *Costra superficial (CS)*. Se identifican, además de los suelos naturales producto de la desecación de los depósitos lacustres (areno arcillosos o areno limosos), rellenos artificiales con restos arqueológicos, que alcanzan espesores hasta de 10 m en algunos puntos de la ciudad (Plaza de la constitución). Definir un espesor promedio de este estrato sería errático, sin embargo, suele afirmarse que va desde pocos centímetros en el Vaso de Texcoco hasta varios metros en la zona céntrica de la ciudad. Es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, salvo sitios con rellenos en estado muy suelto. Está formada por tres sub estratos : relleno artificial (RA); son restos de construcción y relleno arqueológico de espesor variable entre 1 y 7 m, suelo blando (SB); son depósitos blandos de origen aluvial intercalados con lentes de material eólico, costra seca (CS); originada por la disminución del nivel del agua, quedando expuestas al sol algunas zonas del fondo.

b) *Formación arcillosa superior*. Se estima un espesor variable entre 25 y 50 m aproximadamente. El espesor de esta formación aumenta en dirección Poniente-Oriente (hacia el Vaso de Texcoco). En la zona céntrica el espesor aumenta en algunos puntos debido a la ausencia de la capa dura, lo que prácticamente convierte en un solo estrato las formaciones arcillosas superior e inferior.

Los sondeos y el muestreo en esta zona han permitido obtener datos precisos sobre el contenido de agua natural. Se sitúa en 270% el contenido medio de toda la formación arcillosa superior, aunque en áreas vírgenes poco afectadas por sobrecargas o bombeos, el contenido de agua medio es mayor de 400%.

En esta formación se identifican cuatro estratos principales:

- Arcilla preconsolidada superficial (PCS). Los suelos normalmente consolidados bajo la costra superficial (CS) fueron transformados en arcillas preconsolidadas por efectos de sobrecargas y rellenos.

- Arcilla normalmente consolidada (NC). Se sitúa por debajo de la profundidad hasta la que son significativas las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo.

- Arcilla preconsolidada profunda (PCP). Debido al bombeo para abastecer de agua potable la Ciudad de México, las arcillas profundas han sufrido un fenómeno de consolidación más acentuado que en las superficiales.

- Lentes duros (LD). Se hallan intercalados entre los estratos de arcillas. Pueden ser costras de secado solar, arena o vidrios volcánicos.

c) *Capa dura*. Está integrada por depósitos limo-arenosos compactos, poco susceptibles a grandes deformaciones, cementados muy heterogéneamente con carbonato de calcio. Su espesor es variable; hasta los cinco metros en lo que fueron las orillas del lago siendo casi nulo en la zona central del lago que no llegó a secarse. El contenido de agua medio de la capa dura se estima en 50%, aunque se presentan fuertes variaciones en un rango de 20 a 100% debido a la heterogeneidad de los suelos. La resistencia a la penetración estándar de la capa dura es alta .

d) *Formación arcillosa inferior*. Está integrada por arcilla de origen volcánico similar a la que se halla en la formación arcillosa superior pero de mayor consistencia y resistencia. El espesor de esta formación es de unos 15 m al centro del lago, desapareciendo prácticamente en sus márgenes. El contenido de agua medio es menor que el de la formación arcillosa superior ; se estima en 170% aunque en la mayoría de los casos varía entre 100 y 200%.

e) *Depósitos profundos*. Están constituidos por suelos arenosos finos y gravas aluviales limosas en estado muy compacto, cementados con arcillas duras y carbonatos de calcio. Constituyen acuíferos de alta permeabilidad que han sido explotados para el abastecimiento de agua de la ciudad.

Atendiendo al espesor y propiedades de la costra superficial y a la consolidación inducida, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas: lago virgen, lago centro I y lago centro II.

Lago virgen. Cubre el sector oriente del lago, cuyos suelos conservan sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, la reciente extensión urbana hacia esta zona ha incrementado las sobrecargas en su superficie y el bombeo profundo. La tabla 1.1 muestra las propiedades medias de los estratos de esta zona. La estratigrafía de la misma se observa en la figura 1.10.

Lago centro I. Corresponde al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a principios de siglo y que ha estado sujeto a la acción de sobrecargas impuestas por construcciones pesadas y medianas. En la tabla 1.2 se muestran las propiedades de esta subzona y en la figura 1.11 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior. Nótese que el considerable aumento de resistencia originado por las sobrecargas.

Lago centro II. Corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas actuantes en la superficie ha sido muy variable, ocasionando algunas condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por la acción de rellenos y grandes construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, bajo sitios donde han estado plazas y jardines por mucho tiempo y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Así mismo, el bombeo profundo de los acuíferos ha provocado un aumento general de la resistencia de los estratos arcillosos ha causa de la consolidación inducida (fig. 1.12). La tabla 1.3 resume la estratigrafía y propiedades de la subzona lago centro II.

Zona de Transición

Interestratificada del poniente.

Queda comprendida entre las zonas del lago y de las lomas; los estratos arcillosos lacustres se hallan intercalados con suelos gruesos de origen aluvial, de espesor variable en función de las transgresiones y regresiones sufridas por el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de Transición y del Lago, se estableció donde desaparece la formación arcillosa inferior (aproximadamente donde la capa dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie).

Atendiendo al espesor de los suelos relativamente blandos y a la cercanía a las Lomas, esta transición se divide en dos subzonas; una transición alta y otra baja. La subzona de transición alta es la más cercana a las Lomas. Presenta una estratigrafía bastante irregular producto de la disposición cruzada de los depósitos aluviales, cuya frecuencia y disposición están en función de la cercanía a antiguas barrancas. Subyaciendo estos materiales se encuentran mantos arcillosos por encima de los depósitos propios de las Lomas. En la figura 1.13 y en la tabla 1.4 se observan las características estratigráficas de esta subzona.

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ

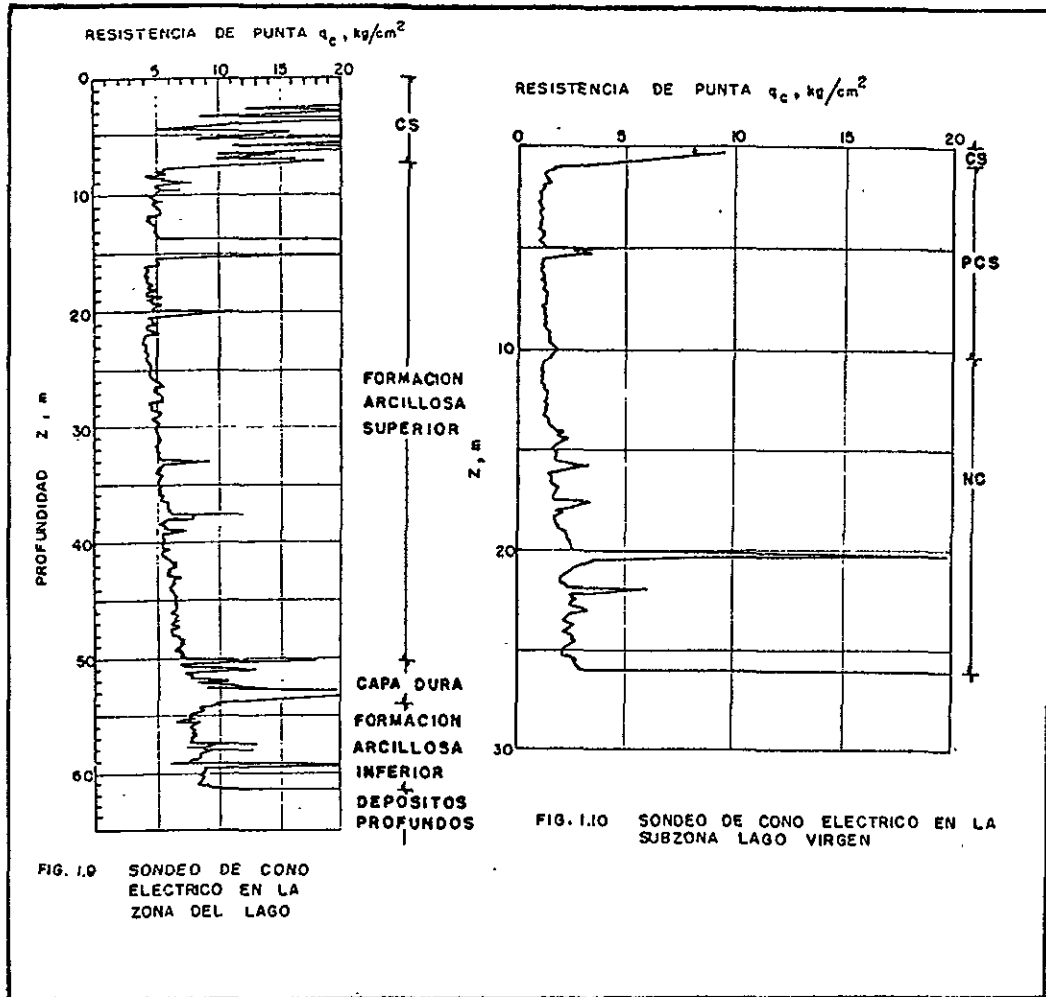


TABLA 1.1 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

ESTRATO	ESPESOR m	γ t/m^3	C t/m^2	ϕ grados
COSTRA SUPERFICIAL	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
SERIE ARCILLOSA SUP.	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
CAPA DURA	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
SERIE ARCILLOSA INF.	15 a 30	1.25	3 a 4	-

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ

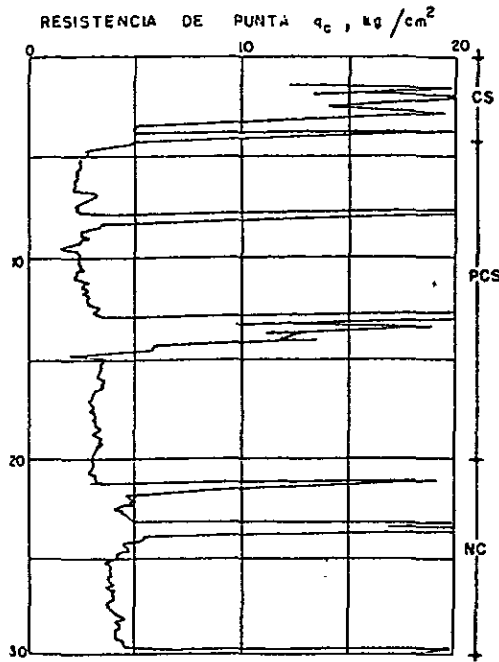


FIG. 1.11 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA LAGO CENTRO I

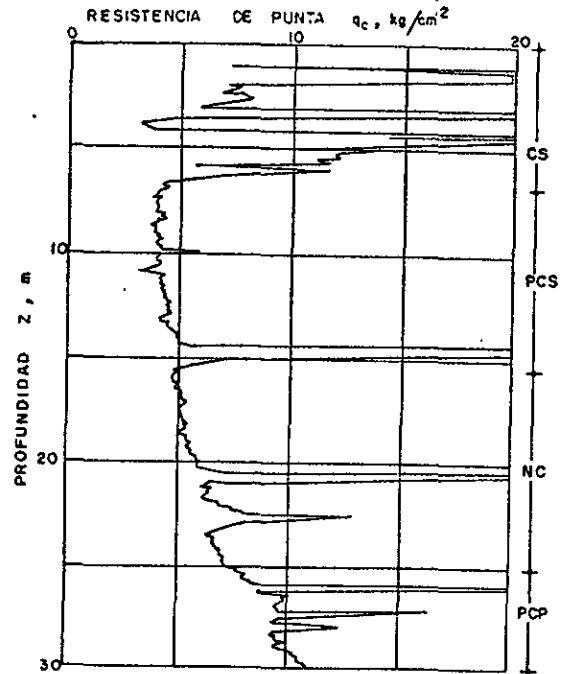


FIG. 1.12 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA LAGO CENTRO II

TABLA 1.2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

ESTRATO	ESPEJOR m	γ t/m ³	C t/m ²	ϕ grados
COSTRA SUPERFICIAL	4 a 6	1.6	4	25
SERIE ARCILLOSA SUP.	20 a 30	1.2	1 a 2	-
CAPA DURA	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
SERIE ARCILLOSA INF.	8 a 10	1.30 a 1.35	5 a 8	-

TABLA 1.3 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

ESTRATO	ESPEJOR m	γ t/m ³	C t/m ²	ϕ grados
COSTRA SUPERFICIAL	6 a 10	1.7	4	25
SERIE ARCILLOSA SUP.	20 a 25	1.3	3	-
CAPA DURA	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
SERIE ARCILLOSA INF.	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

La subzona de transición baja se ubica en las proximidades a la Zona del Lago. Es característica la formación arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo arenosos de origen aluvial, depositados durante los procesos de regresión del antiguo lago. Este fenómeno dio lugar a una estratificación compleja (fig. 1.14); en la que se pueden tener fuertes variaciones en las propiedades y espesores de los estratos, dependiendo para un sitio en especial de su ubicación en relación a antiguas barrancas y ríos. Así es posible establecer una semejanza entre la estratigrafía de la parte superior de transición baja y las subzonas Lago Centro I y Centro II, sin olvidar que: a) los depósitos aluviales que constituyen el manto superficial presentan capacidades de carga variables, b) los materiales compresibles se extienden solo hasta profundidades alrededor de 20 m, c) se presentan interestratificaciones de arcillas y suelos limo arenosos y d) se presentan mantos colgados.

Abrupta cercana a los cerros.

Se ubica entre la zona del lago y cerros aislados como el Peñón de los Baños. Esta transición presenta intercalaciones de numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y lentes delgados de travertino silisificado⁽²⁾ con los estratos de arcilla lacustre. En la figura 1.15 se puede observar la compleja estratigrafía de una de estas transiciones, en las cercanías al Peñón de los Baños.

Zona de Lomas

Se identifican tres serranías que forman la Zona de Lomas; al Poniente de la cuenca la Sierra de las Cruces, los derrames basálticos del Pedregal de Xitle al Sur-Suroeste y la Sierra de Guadalupe que corresponde a la región Norte. En las Sierras del Poniente y del Norte predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos glaciales y de origen aluvial. En el Pedregal de Xitle las formaciones basálticas sobreyacen a tobas y depósitos fluvioglaciales más antiguos.

a) *Sierra de las Cruces.*

Está integrada por abanicos volcánicos con acumulaciones superficiales de materiales piroclásticos. La actividad de potentes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las Cruces, originó los siguientes elementos litológicos en la formación de las Lomas:

- (2) UNA VARIEDAD DE CARBONATO DE CALCIO, CaCO_3 . PRODUCTO DEL INTEMPERISMO DE ALGUNOS MINERALES FERROMAGNESIANOS (CALCITA) CON EL TRANSCURSO DE UN LARGO PERIODO PUEDEN FORMARSE GRUESOS DEPÓSITOS DE ESTE MATERIAL.

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ

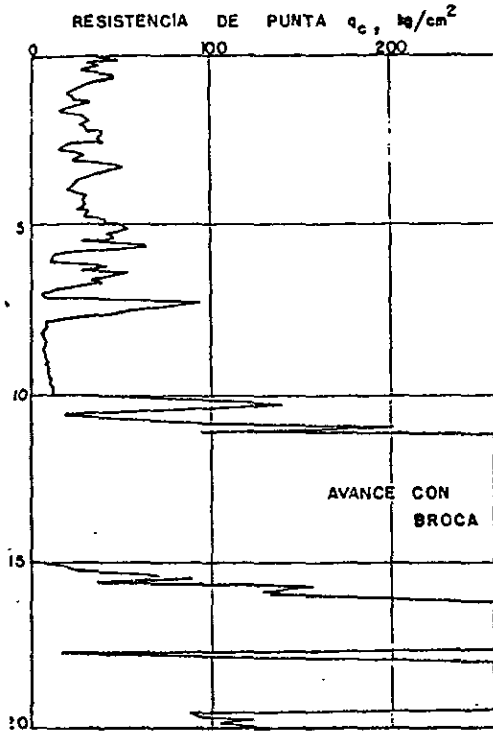


FIG. 1.13 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA DE TRANSICION ALTA

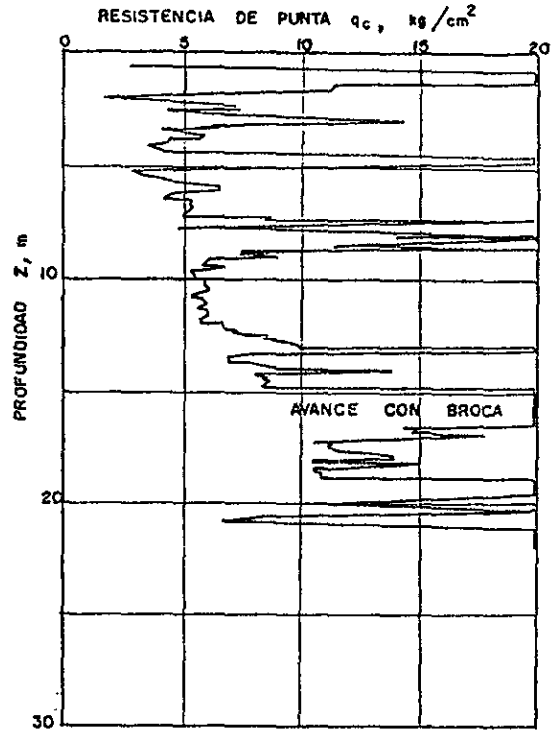


FIG. 1.14 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA DE TRANSICION BAJA

TABLA 1.4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICIÓN ALTA

ESTRATO	ESPESOR m	γ t/m^3	C t/m^2	ϕ grados
COSTRA SUPERFICIAL	8 a 10	1.6	10	20
SUELOS BLANDOS	4 a 6	1.3	5	0

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ

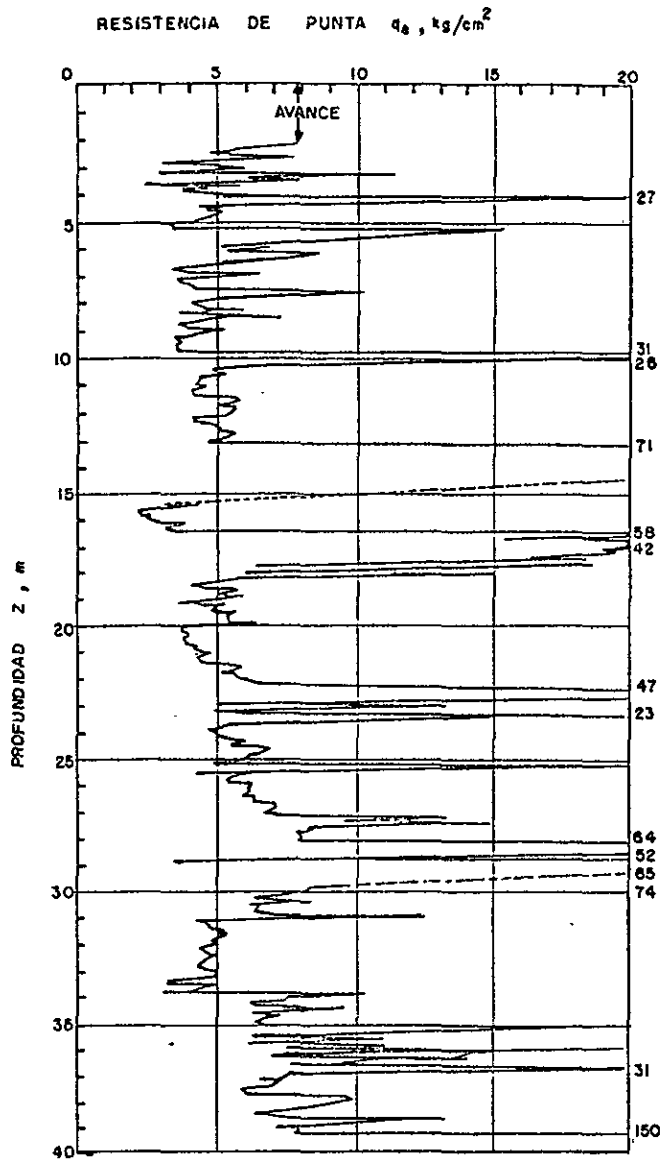


Fig. 1.15 SONDEO DE CONO ELÉCTRICO
CERCANO AL PEÑÓN DE LOS BAÑOS

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ

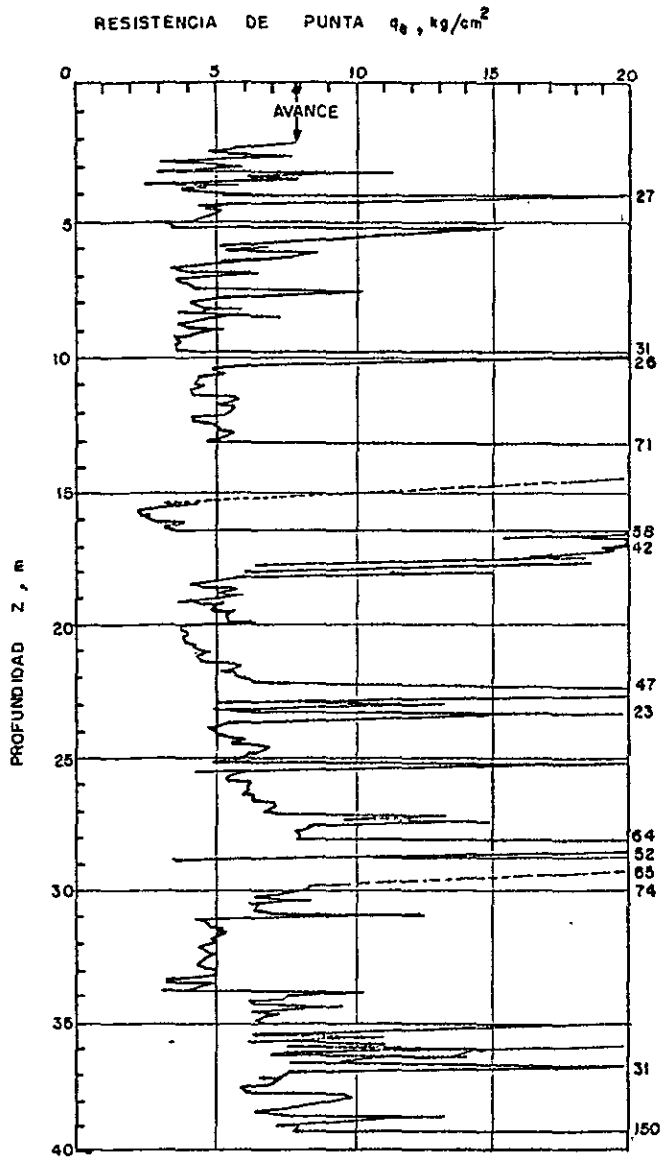


Fig. 1.15 SONDEO DE CONO ELÉCTRICO
CERCANO AL PEÑÓN DE LOS BAÑOS

Horizontes de cenizas volcánicas. Son producto de erupciones violentas que originaron tobas cementadas a grandes distancias del cráter.

Capas de erupciones pumíticas. Producto de erupciones aún más violentas. Se depositaron como lluvia en capas muy uniformes hasta lugares distantes del cráter.

Lahares. Son acumulaciones caóticas de piroclásticos transportados por corrientes de agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Estos depósitos son menos frecuentes ya que están asociados a actividades volcánicas extraordinarias. Son representativos de éstos las arenas y gravas azules.

Depósitos glaciales. Son depósitos de color rosa caracterizados por grandes bloques angulosos de una matriz fina, dispuestos en forma caótica.

Depósitos fluvioglaciales. Formados por el arrastre del agua que se derrite y sale del glacial, dispuestos en ligeras estratificaciones.

Depósitos fluviales. Del mismo origen que la formación clástica aluvial del relleno de la Cuenca del Valle de México.

Suelos. Los climas húmedos y áridos produjeron la alteración de lahares y cenizas originando suelos de color rojo y gris respectivamente.

En algunos puntos se encuentran rellenos no compactados que son empleados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos de minas antiguas.

Todos los materiales mencionados presentan variaciones en sus características de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; a excepción de cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Las tobas y lahares fracturados pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables que bajo acción de un sismo o por efecto de la infiltración de agua en las superficies de fracturamiento, pueden activarse y colapsarse por completo.

Algunas tobas ofrecen una alta resistencia al intemperismo, incluso se endurecen al exponerse al ambiente, mientras que otras presentan una gran velocidad de degradación y erosión.

Los depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules pueden presentar un estado semicompacto proporcionando una buena estabilidad a los taludes verticales; sin embargo, este estado semicompacto se debe a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por lo tanto, el humedecimiento o el secado de estos materiales puede ocasionar la falla de los taludes.

En los lahares poco compactos y los depósitos glaciales y fluvio-glaciales se presenta una compactación y cementación muy errática, por lo que la acción erosiva del viento y del agua tiende a formar depósitos de talud creciente, que detienen su avance al alcanzar el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

b) Pedregal del Xitle.

Las extensas coladas de lavas basálticas descendidas del cerro del Xitle cubrieron las lomas al pie del Ajusco y siguieron hasta la planicie lacustre de Tlalpan y de San Ángel. Toda la zona cubierta por lavas se le identifica como los pedregales de; San Ángel, San Francisco, Santa Ursula y Padierna.

Debajo de las lavas del Pedregal de San Ángel abundan importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Es de suponerse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, otras corrientes lávicas inundaron el Valle.

Las coladas lávicas de los pedregales generados por el Xitle presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La excavación de estos basaltos debe diseñarse considerando los planos principales de fracturamiento y no la resistencia propia de la roca; en el caso de las minas y cavernas debe analizarse la estabilidad de los techos.

c) Sierra de Guadalupe.

Constituida principalmente por domos de rocas volcánicas dacíticas y andesíticas. el tectonismo que originó esta Sierra se remonta al mioceno medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. Son característicos de la Sierra de Guadalupe los potentes depósitos de tobas amarillas a los pies de sus múltiples elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas están integradas por estratos de vidrio pumítico fino a grueso.

1.4 Estratigrafía de la Zona de Lomas.

De acuerdo a los problemas de cimentación se han identificado seis grupos de suelos en esta zona:

a) Tobas estables en presencia del agua, compuestas por arena y grava en diferentes proporciones, cementadas por una matriz de suelos finos con gran capacidad de carga.

Suelos con estas características se ubican con mayor regularidad al Norte de la zona poniente pétreo y principalmente en la zona alta de las Lomas de Chapultepec, donde aparecen conglomerados de muy alta capacidad de carga.

En estas zonas se localizan cavernas que alguna vez fueron banco de explotación de materiales de construcción, haciendo riesgoso el cimentar construcciones de cualquier tipo sobre estas.

b) Suelos formados por tobas inestables ante la presencia del agua, compuestos principalmente por arcillas de mediana a alta plasticidad cementadas pobremente. Se localizan más frecuentemente al Sur de la Zona poniente Pétreo. Este tipo de suelo es muy malo como material de relleno por su gran erosibilidad. Además se presentan grandes problemas compresibilidad por saturación.

c) Suelos pumíticos. Intercalados entre capas de mucho mayor resistencia, se localizan estratos dispuestos horizontalmente de arena pumítica limpia, de espesores variables entre 1 y 3 m. Deben tenerse cuidado en el diseño de cimentaciones profundas que transmitan presiones de contacto altas, ya que a presiones de contacto altas ($> 2.5 \text{ kg./cm}^2$), se presentan roturas de granos en estos materiales.

d) Rellenos. La expansión de la mancha urbana hacia las zonas pétreas, ha generado en ocasiones el aprovechamiento de barrancas rellenándolas con material heterogéneo. La saturación de estos rellenos ocasionan problemas de hundimientos muy críticos.

e) Suelos de origen eólico. Son depósitos de arena suelta producto de intemperismo ocasionado por el viento. Se estiman espesores de orden de 4m. Su mayor desarrollo de estos suelos se tiene al pie de la Sierra de Guadalupe, donde se presentan hundimientos bruscos bajo acciones dinámicas.

f) Roca basáltica. Gran parte de la zona Sur acusa derrames de lava con grados de fracturamiento y oquedades variables, en lo que se observa el basalto dispuesto en forma vesicular o en columnas. El basalto sano de la zona Sur tiene quizá las mayores resistencias encontradas en el Valle de México.

En la figura 1.16 se presenta la estratigrafía de la Zona de Lomas.

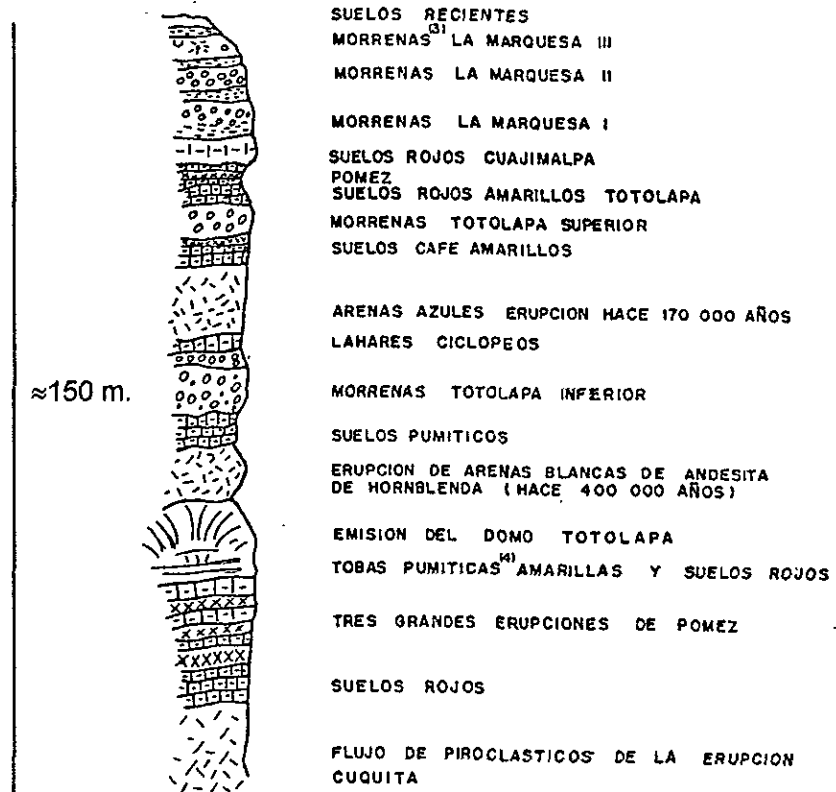


Fig. 1.16 ESTRATIGRAFIA DE LAS LOMAS

(3) LAS MORRENAS SON FORMACIONES COMPUESTAS DE TILITA, ROCA FORMADA POR LA LITIFICACION DE DEPÓSITOS GLACIARES SIN ESTRATIFICAR

(4) CENIZA VOLCÁNICA CONSOLIDADA.

Como ya se mencionó anteriormente, los depósitos ígneos sedimentarios de la formación Tarango, presentan pseudoestratigrafía, que a pesar de su origen, tienen una continuidad y homogeneidad notables que permiten proponer una columna tipo, la cual, solo en algunos casos, no corresponde exactamente con los afloramientos litológicos, por causas como la erosión, o por otras de ellas que de alguna manera redujeron u omitieron ciertos depósitos; sin embargo, es muy representativa y muy útil para poder identificar estratos altamente explotados, o para determinar el tipo de material aflorante en una área determinada y en base a éste, predecir la existencia de zonas minadas. La columna tipo de la que se hace mención aparece al final de este apartado como figura 1.17. A continuación se describen algunas características de los suelos presentados en la columna tipo, desde la parte superior hasta la parte inferior, siguiendo un orden descendente.

Suelos Totolsingo (S-To).

Son los primeros suelos de la columna tipo y se caracterizan por el gran contenido de materia orgánica de color oscuro; el origen de estos suelos es ajeno a los procesos que originaron la formación Tarango.

Suelos Tacubaya y Becerra (S-Ta).

Se encuentran subyaciendo a los Suelos Totolsingo, poco distinguidos entre sí, son interpretados como horizontes tobáceos en la cima de la formación Tarango, que fueron erosionados, redepositados en hondonadas y sometidos a distintos grados de meteorización a consecuencia de las condiciones climáticas del Cuaternario. El color de éstos es café claro, conteniendo capas de caliche; también en estos suelos se formaron "sensulato", como lo corrobora la presencia entre ellos, de una capa de arena pumítica de grano grueso (Ap-Gar) disgregable y poco clasificada, que presenta un alto grado de intemperismo, así como un alto contenido de arcilla como matriz. El espesor de estos suelos es particularmente variable, debido a que su exposición a los agentes atmosféricos ha sido mucho mayor que la de otros depósitos aquí referidos. Debido a esto, los afloramientos de esta unidad, se localizan en las partes altas de las lomas, disminuyendo notablemente su potencia hacia las barrancas y cortes verticales que los limitan .

Lahares (Lh).

Se localizan infrayaciendo a los suelos de Tacubaya y Becerra, en contacto concordante y algunas veces discordantemente, se trata de aglomerados bien compactados, conformados por clastos de composición principalmente andesítica, aunque también se presentan clastos dacíticos, emplazados en una matriz areno-arcillosa de grano fino y cuya fórmula de las partículas varía desde redondeadas, subredondeadas y subangulosas. El depósito es de color gris oscuro, mal graduado, variando su granulometría desde la arena gruesa hasta boleos y bloques. Es importante hacer notar que en estos depósitos se registran anomalías en su potencia y en el contenido de la matriz areno - arcillosa .

Este horizonte en la actualidad ha sido explotado en minas a cielo abierto, para la obtención de gravas y arenas azules (andesíticas) y en la antigüedad su explotación fue subterránea; sin embargo, las minas subterráneas en este depósito son de menor desarrollo que las excavadas en arena pumítica, debido a la mayor compacidad y dureza de las rocas conformantes, así como su escasa clasificación que implica mayores gastos de cribado y explotación que las arenas pumíticas .

Aglomerados Dacíticos (Ag-D).

Quedan ubicados por debajo de los Lahares. Se definen como aglomerados ígneos con clastos de composición generalmente dacítica, emplazados en una matriz areno-arcillosa, que al igual que los Lahares, disminuye hasta desaparecer hacia su base; sin embargo, la potencia de este depósito es muy variable, tendiendo a disminuir al alejarse de las partes altas de la sierra donde fue originado, de manera que en algunos afloramientos lejanos no aparece esta unidad de suelo. Se considera como un aglomerado volcánico aluvial o poco transportado de su lugar de origen en el que intervino mayormente la gravedad que el transporte por agua.

Toba Arcillosa con Clastos Dacíticos (Ar - D) .

Se ubica bajo los aglomerados Dacíticos en contacto concordante abrupto y bien definido. Se trata de una Toba arcillo-limosa compacta color café oscuro que presenta escasos Clastos con poco grado de rodamiento; este horizonte es muy delgado, presentando un espesor promedio de 0.70 metros, en algunos casos puede no aparecer principalmente por razones paleogeomórficas .

Arena Pumítica de Grano Grueso (Ap - G) .

Subyaciendo concordantemente a la Toba Arcillosa con Clastos Dacíticos, se encuentran arenas pumíticas de grano grueso que frecuentemente alcanzan el tamaño de la grava gruesa; las partículas son de forma subredondeada, presentan un color blanco y al intemperismo crema o café claro; la unidad es muy disgregable debido a la nula cementación o presencia de matriz fina; la escasa compacidad que presenta es solo debido a la compactación que ejerce la unidad litológica que lo sobreyace . En algunos afloramientos se ha detectado una matriz arcillosa, que en ocasiones provocó la suspensión de su explotación en minas subterráneas, ya que este horizonte fue frecuentemente explotado; otra característica que provocó el desarrollo de las cavidades excavadas en este depósito fue su reducido espesor, cuyo promedio es de 1.50 metros y que en ocasiones se reduce a menos de 1.0 metro . Los tamaños de sus Clastos varían desde la arena gruesa hasta la grava gruesa, lo cual no era una característica idónea para los mineros que la explotaron .

Toba Arcillosa con Clastos Pumíticos (Ar - P) .

Se encuentra subyaciendo en contacto concordante y bien definido a la Arena Pumítica de Grano Grueso. Es otro horizonte tobáceo de arcilla - limosa bien compacta de color café oscuro, cuyo espesor es de 1.50 metros en promedio . En este suelo se han detectado impresiones fósiles de troncos algunas veces carbonizados .

Arena Pumítica de Grano Medio (Ar - M) .

Está localizada a continuación del suelo definido como Toba Arcillosa con Clastos Pumíticos. Es un suelo constituido por arena pumítica de grano medio, muy bien clasificado y disgregable debido a la ausencia de matriz fina, presenta arcilla solo en lineaciones hacia su base que sí "ensucian" el depósito, pero no lo suficiente como para suspender su explotación, ya que debido a su poca cementación y buena clasificación, que rara vez varía de la arena de grano medio a grueso, así como un espesor muy constante, de 2.5 a 2.0 metros, que permitía la explotación únicamente del horizonte de interés bajo una altura cómoda de la mina subterránea. Estos factores fueron los que provocaron que este horizonte pumítico fuera el mayormente explotado de la Formación Tarango, comprendiendo arriba del 70% de las minas subterráneas. En este depósito se hallan las cavidades de mayor desarrollo que algunas veces atraviesan el horizonte de toba arcillo - limosa que lo separa del otro horizonte de arena pumítica antes descrito y se desarrolla en dos niveles diferentes, explotando a la vez a ambos pseudoestratos pumíticos.

Generalmente la profundidad estratigráfica de este horizonte ha sido sobrepasada por el nivel actual de profundización de las barrancas de la zona, por lo que todos los afloramientos se localizan en laderas de éstas y generalmente en su parte más baja, donde sitúan las bocaminas de las cavidades excavadas en este horizonte .

Presenta una inclinación general tendiente hacia el NE, debido a que su lugar de origen son las sierras altas ubicadas al NW del área en estudio .

Toba Areno - Limosa (TO) .

Se sitúa bajo el horizonte de Arena Pumítica de Grano Medio. Es una toba areno limosa muy mal clasificada color café claro, con clastos de distintas rocas ígneas como pumitas, dacitas y andesitas heterogéneamente distribuidas en una matriz areno limosa de origen tobáceo regularmente compactada y poco cementada cuyo espesor, aunque variable, presenta de 1.50 a 2.0 metros; su contacto superior es abrupto y bien definido; sin embargo, el inferior es gradual en el que se aprecia un aumento parcial de los clastos pumíticos en el depósito hasta cambiar el suelo subyacente (Ap - Ar) .

Arena Pumítica con Arcilla (Ap-Ar).

Se halla subyaciendo al depósito de Toba Areno-Limosa. Es un estrato de espesor variable entre 1 y 2 metros, en el que se identifican arenas pumíticas regularmente clasificadas, de grano medio y grueso ligeramente compactadas por una matriz arcillo-limosa.

Este estrato pumítico también se encuentra incluido dentro de las tobas antes mencionadas, ya que éstas afloran nuevamente bajo este horizonte y con las mismas características descritas.

Toba Areno - Limosa (To).

Se encuentra subyaciendo al suelo de Arena Pumítica con Arcilla. Estas tobas (To), comienzan a presentar algunas diferencias hacia su base, presentando una mayor cantidad de clastos andesíticos y dacíticos, comparado con los pumíticos mayormente abundantes en la toba sobreyacente al estrato pumítico anteriormente referido.

Otra característica notable es que su composición general es más ácida, dándole al depósito una coloración rosácea y con mucho menos cantidad de arcilla, siendo frecuentemente identificada como arenas rosas, mencionadas por Mooser.

Este depósito se desarrolla por 15 metros más aproximadamente y en algunas ocasiones sobreyace a un último estrato (Ap - Inf) de arena pumítica mal clasificada y sucia o contaminada por arcilla y que presenta muy poca continuidad, ya que frecuentemente es acuñado por estas mismas tobas rosadas; presenta una estructura lenticular con espesor promedio de 1 metro y solo unos cuantos cientos de metros de largo .

Aglomerados Volcánicos (Ag - V).

Es el último suelo presente en la columna tipo. Consiste en aglomerados ígneos bien compactos y mal clasificados, compuestos por clastos subangulosos a subredondeados de rocas ígneas extrusivas, como andesitas, dacitas y rhyodacitas; el tamaño varía desde la grava hasta los boleos, emplazados en una matriz areno-limosa . Su espesor no supera los 20 metros; sin embargo, para los objetivos de este trabajo, es más suficiente el presentarlo sin importar los estratos subyacentes que no afloran y que, por supuesto, no se relacionan con el problema aquí desarrollado .

La formación Tarango se divide en superior e inferior y considerando las descripciones que las diferencian como el grado de homogeneidad de la parte superior y heterogeneidad de la inferior, se tomo como división entre éstas dos a la toba areno-limosa mal graduada como primer estrato o estrato superior de la parte inferior de la Formación Tarango, ya que a partir de éste, se pierde continuidad en los depósitos, así como la apreciación de una heterogeneidad y mal clasificación de los estratos subyacentes a este límite imaginario .

De esta forma la columna estratigráfica propuesta como tipo para el presente trabajo, representa la forma más común en la superposición de los depósitos piro-sedimentarios que conforman la formación Tarango, de tal manera que ésta, se puede utilizar como un instrumento útil para exploración, estudio y solución de problemas provocados por cavidades o minas subterráneas .

Por otra parte, al observar los distintos cortes de la Formación Tarango se aprecia la ausencia de flora fósil en el conjunto estratigráficos de los suelos; esto se debe a que los depósitos se formaron en el Plioceno, tiempo caracterizado por su clima árido, en el cual difícilmente podrían crecer bosques o vegetaciones exuberantes sobre los suelos tobáceos de las lomas en formación. Otra de las causas de este fenómeno fueron las constantes erupciones, lo que impedía el crecimiento de la vegetación.

1.5 Características y propiedades ingenieriles del subsuelo de la Zona de Lomas.

El subsuelo de la Zona de Lomas está configurado por materiales de origen volcánico y suelos debidos a la meteorización de estos. Esta zona presenta las mayores resistencias al corte y a la compresibilidad, aunque se pueden presentar problemas debidos a la existencia de minas y cavernas.

Dada la alta resistencia al corte y la baja compresibilidad del subsuelo de la Zona de Lomas, las cimentaciones tienden a ser de tipo superficial, aún para estructuras altas y pesadas.

Con frecuencia se presenta una capa superficial dura en las formaciones de la zona apoyada sobre suelos no cementados de consistencia más baja . Cuando el espesor de la capa es grueso, la capacidad de carga de esta es alta. En terrenos de esta naturaleza hay estructuras pesadas cimentadas sobre zapatas aisladas o corridas .

La presencia de minas o cavernas, producto de la explotación de materiales, ha llegado a colapsar en ocasiones totalmente las construcciones. Precisamente la bóveda de estas minas está constituida por la capa superficial aludida. La localización de estas minas generalmente sigue una ruta bien definida: Al Poniente de Anillo Periférico desde San Jerónimo en el Sur hasta Lomas Verdes en el Norte, abarcando la mayoría de las colonias intermedias.

Las veces que se han detectado estas cavidades, se ha procedido a rellenarlas desde la superficie o bien reforzar las bóvedas mediante la construcción de muros en su interior. En otras ocasiones el nivel de desplante de las construcciones se ha llevado, mediante pilas, hasta profundidades mayores al piso de las cavidades .

COLUMNA TIPO

T
A
R
A
N
G
O

S
U
P
E
R
I
O
R

T
A
R
A
N
G
O

I
N
F
E
R
I
O
R

ESPEZOR PROMEDIO	LITOMOLOGÍA	TEXTURA	DESCRIPCIÓN
VARIABLE	S - To		SUELOS TOTOLSINGO, COLOR OSCURO CON ALTO CONTENIDO DE MATERIA ORGANICA.
VARIABLE	S - Ta		SUELOS TACUBAYA, COLOR CAFE CLARO CON BANDAS DE CALICHE.
0.50	Ap - G - Ar		ARENA PUMITICA DE GRANO GRUESO MUY ARCILLOSA E INTEMPERIZADA.
VARIABLE	S - Ta		ESTOS SUELOS SON RESIDUALES DE TOBAS ARENO ARCILLOSAS.
2.50 - 10.00	Lh		LAHARES COMPUESTOS POR AGLOMERADOS BIEN COMPACTADOS DE CLASTOS ANDESITICOS PRINCIPALMENTE, SUBREDONDEADOS A SUBANGULOSOS, EMPLAZADOS EN UNA MATRIZ MUY ESCASA, SIN EMBARGO EN LAS INMEDIACIONES DE LOS APARATOS VOLCANICOS ESTOS DEPOSITOS PRESENTAN UNA MATRIZ ARENOSA, SU COLOR ES GRIS OSCURO MAL CLASIFICADO, PRESENTANDO ARENA GRUESA, BOLEOS Y BLOQUES.
10.00	Ag - D		AGLOMERADOS DE CLASTOS GENERALMENTE SUBANGULOSOS DE COMPOSICION DACITICA, EMPLAZADOS EN UNA MATRIZ ARENO-LIMOSA DE LA MISMA COMPOSICION.
0.70	Ar - D		TOBA ARCILLO-LIMOSA COLOR CAFE OSCURO, COMPACTA CON CLASTOS DACITICOS.
1.50	Ap - G		ARENA PUMITICA DE GRANO GRUESO COLOR CAFE CLARO MUY DISGREGABLE, DE COMPACIDAD BAJA Y SOLO EN SU BASE PRESENTA MATRIZ ARCILLOSA.
1.50	Ar - P		TOBA ARCILLO-LIMOSA COLOR CAFE OSCURO, BIEN COMPACTA CON CLASTOS PUMITICOS Y FOSILES.
2.50	Ap - M		ARENA PUMITICA DE GRANO MEDIO BIEN CLASIFICADA Y DISGREGABLE CON LINEACIONES DE ARCILLA, SIN MATRIZ Y UN ESPESOR MUY CONSTANTE. HORIZONTE EXPLOTABLE.
1.50	TO		TOBA ARENO-LIMOSA MAL CLASIFICADA COLOR CAFE CLARO, COMPACTA CON CLASTOS DE PUMITAS.
1.30	Ap - Ar		ARENA PUMITICA LIGERAMENTE COMPACTA CON MATRIZ ARCILLOSA, REGULARMENTE CLASIFICADA DE GRANO MEDIO Y GRUESO.
15.00	To		TOBA ARENO-LIMOSA MAL CLASIFICADA CON CLASTOS DE ANDESITAS, PUMITAS, DACITAS, LA COMPOSICION DE LA MATRIZ ES ACIDA, COLOR ROSACEO (ARENAS ROSAS).
1.00	Ap - Inf		ARENA PUMITICA MAL CLASIFICADA, CONTAMINADA DE ARCILLA, CON INTERCALACIONES DE TOBAS ROSADAS.
20.00	Ag - V		AGLOMERADOS VOLCANICOS MAL CLASIFICADOS CON CLASTOS SUBANGULOSOS Y SUBREDONDEADOS DE COMPOSICION VOLCANICA VARIABLE Y BIEN COMPACTADOS.

FIG. 1.17 Columna Tipo de la Formación Tarango.

La exploración previa y la solución a estos problemas elevan notablemente el costo de las cimentaciones. Por otra parte, esta problemática se agrava más debido al acelerado crecimiento de la Ciudad hacia los lomeríos del poniente para abrir nuevas áreas residenciales .

Es conveniente enfatizar la necesidad de realizar exploraciones que garanticen el correcto diseño de cimentaciones en urbanizaciones de áreas de topografía abrupta: los rellenos a que se recurre borran el perfil original del terreno.

Los derrames basálticos del Pedregal también presentan algunos problemas debido al fracturamiento y cavidades que tiene la roca. Es común solucionar esto mediante el desplante de la cimentación a mayor profundidad que la de las cavidades, la inyección de cementantes constituye en ocasiones una buena alternativa, cuando se trata de bloques de roca mal apoyados estos deben apuntalarse .

1.6 Sismicidad en la Zona de Lomas de la Ciudad de México .

1.6.1 Aspectos generales de la sismicidad en la zona

Como se ha insistido, en general la *estratigrafía* de la Zona de Lomas está constituida por depósitos de suelo firmes y de baja compresibilidad. Para efectos de sismo, como también en lo que se refiere a cimentación, se acostumbra dividir el terreno de la ciudad en zonas de "alta compresibilidad " cuando corresponden a la parte arcillosa o sobre el fondo del valle y de "baja compresibilidad" al referirse a los más resistentes .

Dadas las condiciones tectónicas, México se encuentra en una zona de gran actividad sísmica, principalmente en su región sur. Incluyendo su mar territorial, está repartido entre cuatro placas: dos grandes, la de Norteamérica que va desde México hasta el Ártico y la del Pacífico que además de parte de México incluye parte de Estados Unidos y casi todo el Pacífico del Norte, una mediana la de Cocos que ocupa parte del Océano Pacífico, frente a las Costas de México y Centroamérica y se extiende al sureste de Costa Rica; y la pequeña placa de Ribera que se encuentra en la boca del Golfo de California. El movimiento relativo entre sí de estas placas y la subducción de ellas⁽³⁾ es el origen de los temblores. La fosa de Acapulco, la causa de la elevada sismicidad en el Sur del país, se debe al contacto entre las placas de Norteamérica y de Cocos, subduccida la primera sobre la segunda .

(3) EL FENÓMENO DE SUBDUCCION SE PRESENTA CUANDO LAS PLACAS EN CONTACTO SE DESLIZAN SUMERGIÉNDOSE UNA POR DEBAJO DE OTRA. ESTE PROCESO ES LENTO, POR LO QUE LOS ESFUERZOS SE ACUMULAN HASTA UN PUNTO EN QUE LA FUERZA DE FRICCIÓN ENTRE PLACAS NO ES SUFICIENTE PARA EVITAR UN MOVIMIENTO SÚBITO QUE GENERA ENERGÍA ELÁSTICA EN FORMA DE HONDAS SÍSMICAS , PRODUCIÉNDOSE ASÍ UN TEMBLOR .

Las características de mayor interés de un sismo son la duración, la amplitud máxima y la frecuencia. Es obvio que los efectos de un temblor en nuestra ciudad se amplifican más en los terrenos de alta compresibilidad que en los de baja compresibilidad, pues en estos las ondas se transmiten más difícilmente y se amortiguan mucho por las masas de suelo firme.

Se ha observado que en suelos firmes o duros (características de la Zona de Lomas) la frecuencia es más alta que en suelos blandos, es decir, el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, por lo que el movimiento se desarrolla con mayor brusquedad y rapidez que en los suelos blandos, donde es más lento; y en los que los desplazamientos y la duración total son -por lo regular- mucho mayores.

En el pasado sismo de septiembre de 1985, las aceleraciones y los movimientos del sismo se amplificaron notablemente más en la Zona de Lago que en la Zona de Lomas. La amplificación de dichos efectos fue de unas cinco veces mayores que en zonas firmes.

Por otra parte, debe buscarse que las propiedades dinámicas de la estructura sean congruentes con las del suelo en que está desplantada; en general se dice que en suelos firmes se comportan mejor las estructuras flexibles y en suelos blandos las estructuras rígidas (con esto se trata de evitar la posible resonancia por coincidencia de las propiedades dinámicas de la estructura y el suelo, como la del 19 de septiembre). Por esta razón, los daños fueron mínimos en las estructuras desplantadas en la Zona de Lomas, donde el período de vibración dominante del terreno era pequeño comparado con el período de vibración de las ondas sísmicas de unos dos segundos de duración.

1.6.2 Coeficientes sísmicos

El objetivo de clasificar a la estructura de acuerdo con su ubicación es el de incorporar en el análisis, las diferentes respuestas de cada zona ante excitaciones sísmicas, lo cual se refleja en el coeficiente sísmico especificado en el art. 206 del RCDF.

Ante la imposibilidad de evaluar con precisión las fuerzas horizontales que para cada sismo se inducen en las estructuras, el reglamento proporciona un parámetro que refleja las acciones máximas esperadas en la vida útil de la estructura para cada zona del D.F. Este parámetro se denomina coeficiente sísmico y se define en el art. 206 del Reglamento. De acuerdo con este artículo la fuerza horizontal que obra en la base de la estructura es:

$$V_o = c W$$

donde:

V_o : fuerza horizontal llamada cortante basal

c : coeficiente sísmico que representa un porcentaje de la gravedad expresado en decimal

W : peso total de la estructura que se encuentra por encima de punto donde no hay restricción al desplazamiento horizontal

Así se tiene que para la Zona de Lomas el coeficiente sísmico será igual a 0.16, siendo igual a 0.32 y 0.40 para las zonas II y III respectivamente (de Transición y del Lago).

1.6.3 Factor de comportamiento sísmico

El factor de comportamiento sísmico incluye la capacidad de los elementos estructurales al resistir cargas cíclicas durante la acción de un sismo; la ductilidad, la resistencia y la capacidad de deformación sin incurrir en una falla frágil en los miembros de una estructura sometidos a movimientos sísmicos, representan un aspecto fundamental en el diseño. El factor Q de comportamiento sísmico varía entre 1 y 4 de acuerdo a los requisitos de estructuración y resistencia (inciso 5, NTC-Sismo).

1.6.4 Espectros de diseño

Una de las varias maneras de medir un sismo es empleando espectros de respuesta. Estos son gráficas de respuestas máximas de estructuras de 1 grado de libertad de distintos períodos obtenidos a partir del registro de la excitación sísmica, vista como aceleración registrada por un acelerógrafo.

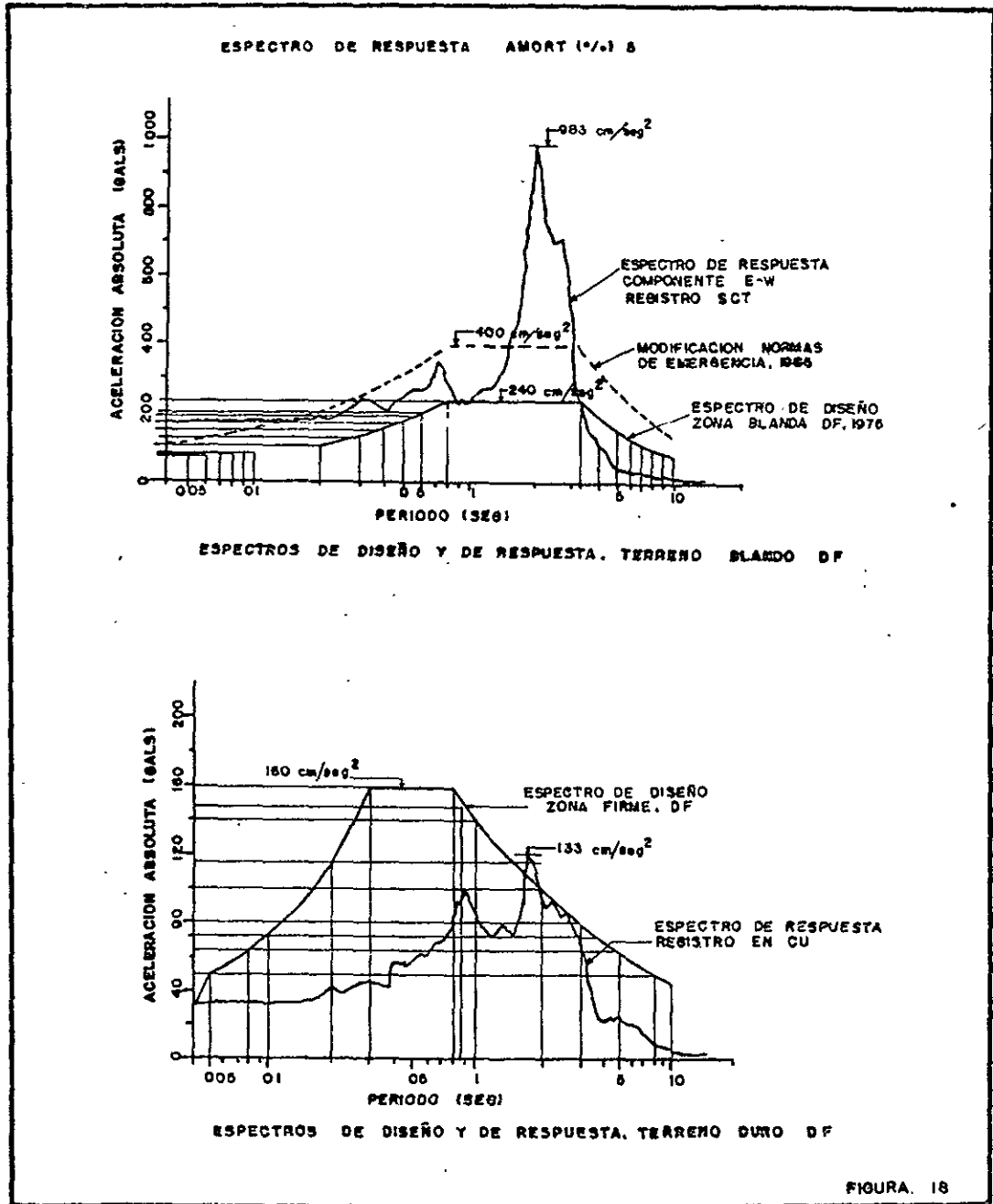
Los espectros de respuesta muestran las características del sismo desde el punto de vista del efecto (desplazamiento, velocidad y aceleración) sobre las estructuras. Es evidente que durante la vida útil de una estructura, más de una vez estará sujeta a la acción de un sismo. Si interesan los espectros para obtener las aceleraciones máximas, conviene considerar no solo el espectro de respuesta de un solo sismo, sino los de todos aquellos que pudieran tener efecto sobre la estructura. Para cubrir esta posibilidad se utilizan espectros de diseño.

Los espectros de diseño se idealizan en tres ramas: una ascendente, una horizontal y otra descendente, expresada como una función exponencial. Se proporcionan tres espectros diferentes, uno para cada tipo de suelo, considerando los efectos de los temblores y su respuesta a cada tipo de suelo.

Los coeficientes sísmicos que se presentan en el art. 206 del RCDF corresponden a las ordenadas máximas del espectro de aceleraciones; en la sección 3 de las NTC para Diseño por Sismo se indican los valores de los períodos característicos para dichos espectros en las tres zonas en que se divide el D.F.

Así, la naturaleza de las vibraciones en función del tipo de suelo - firme o blando - modifica la forma de los espectros de respuesta. En la figura 1.18 se pueden observar las diferencias entre el espectro de diseño para el terreno duro y el espectro de diseño para el terreno blando del D.F.

TESIS PROFESIONAL GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



CAPITULO 2

Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio del subsuelo

2. Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio del subsuelo.

El diseño de la alternativa de cimentación más adecuado de una estructura y el diseño del procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar el proyecto implica un conocimiento amplio y claro de las propiedades físicas y estratigráficas del subsuelo en el sitio. El trabajo combinado de campo y de laboratorio definirán las bases para un adecuado diseño. Para poder llevar a cabo una exploración del suelo es necesario efectuar sondeos y extraer muestras para su identificación y realización de pruebas de laboratorio. Para efectuar los sondeos se dispone de una buena variedad de métodos de perforación, así como la extracción de muestras puede llevarse a cabo con diferentes técnicas; ambos procedimientos dependen en una buena parte de las condiciones del terreno a explorar y del objetivo del programa.

Se pueden conocer de una manera esencial las características generales del subsuelo con algunos sondeos preliminares; del análisis de estos podrá ser adecuado la elaboración de un programa de exploración y muestreo mejor definido, aunque también existen métodos directos que no requieren muestreo (como pruebas de penetración estándar o cónica) y que permitan evaluar la consistencia o compacidad relativa de los estratos más débiles. Pero debe tenerse presente que el procedimiento más efectivo a elegir dependerá de la naturaleza del suelo y de los datos que requiera el proyecto. Así, en algunos casos, resultará conveniente la excavación de pozos a cielo abierto para la inspección directa de los materiales del suelo. En suelos en que existen estratificaciones de materiales blandos sobreyaciendo algún depósito firme, el empleo de métodos geofísicos puede ser ventajoso para recabar información general en situaciones de este tipo.

A continuación se desarrollan las diferentes técnicas y procedimientos para la exploración y el muestreo del suelo.

2.1 Perforaciones y sondeos.

2.1.1 Sondeos con palas posteadoras y barrenas helicoidales.

Este método es el más sencillo para efectuar un sondeo. En la figura 2.1 se muestran estas herramientas. Su funcionamiento es sencillo: mediante la aplicación de un giro en el maneral se hace penetrar en el terreno la herramienta colocada en el extremo de una tubería de perforación a la que se añaden tramos conforme se profundiza el sondeo, aunque existen barrenas impulsadas mecánicamente que pueden alcanzar profundidades muy grandes, siempre y cuando el suelo tenga cierta cohesión que impida los derrumbes de las paredes de la perforación. En caso que el sondeo no sea estable, puede recurrirse al uso de ademe, aunque esto puede ser no muy conveniente por las molestias debidas a la extracción de las barrenas mientras se hinca el ademe. De ahí que su uso sea escaso en materiales que requieran soporte lateral.

Las palas posteadoras y los barrenos helicoidales son herramientas que extraen muestras completamente alteradas, pero que pueden ser representativas del suelo en lo que al contenido de agua respecta, por lo menos en suelos plásticos. En México es más común el uso de palas posteadoras.

2.1.2 Perforación con lavado

Este método puede ser aplicable en todos los suelos excepto en los que la perforación tenga que atravesar estratos muy resistentes.

La perforación se lleva a cabo mediante un trépano de percusión, y a la vez que impacta se inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra el material cortado hasta la superficie. Para la aplicación de esta técnica se requiere de un equipo compuesto de: un malacate de fricción para cable de manila de 500 Kg., una bomba para agua o lodo, para un gasto de 45 l/min. y presión de 5 Kg./cm², trípode con polea, barras y trépanos de perforación y ademe metálico.

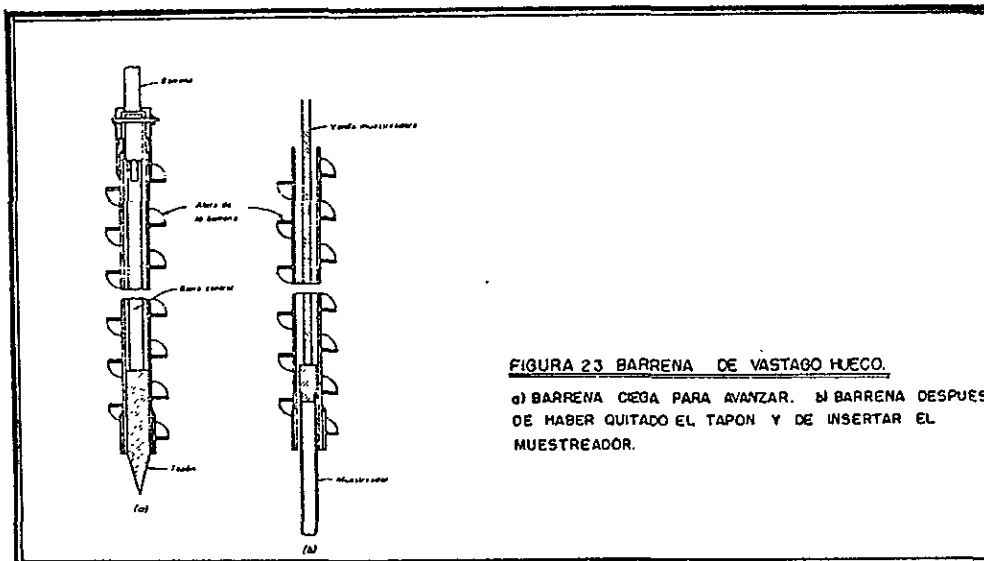
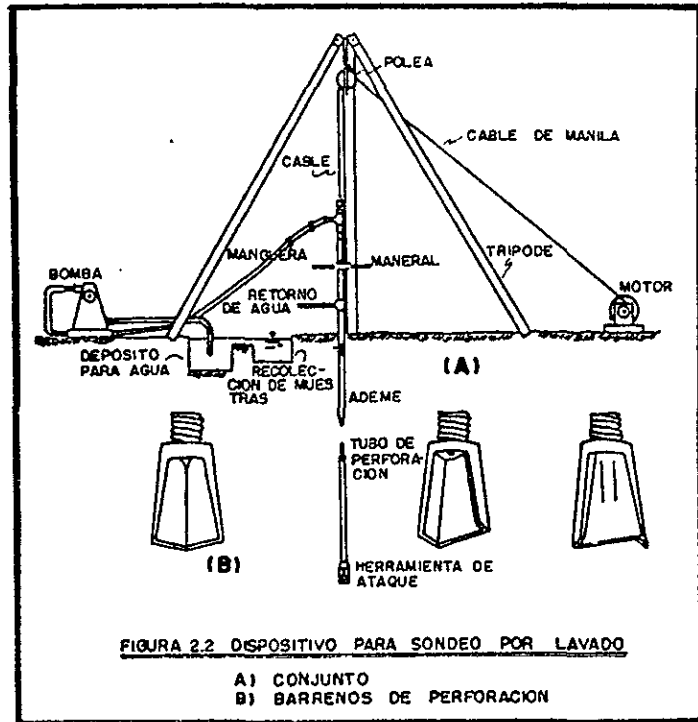
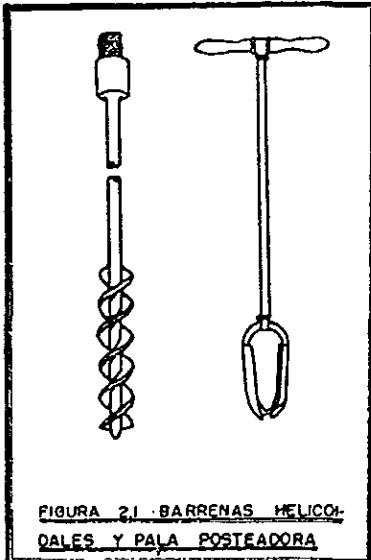
Una vez montado el equipo (figura 2.2) se hace penetrar la columna de barras con el trépano en la punta, dejándola caer de una altura de 0.5 m a 1.0 m a razón de 60 golpes por minuto, girando manualmente la tubería en cada golpe para cambiar la posición del trépano y permitir que rompa con más facilidad. Simultáneamente la bomba inyecta agua o lodo de perforación para permitir el flujo del material cortado hasta la superficie. Cuando se usa lodo de perforación como fluido, puede no haber necesidad de emplear ademe, por la propia estabilización de lodo a las paredes, no así la inyección del agua que quizá requiera de ademe para evitar el desprendimiento del material de las paredes de la perforación.

Con este procedimiento pueden alcanzarse profundidades hasta de 30 m.

2.1.3 Sondeos con barrenas de vástago hueco.

El equipo de perforación se instala en camiones y se opera mecánicamente, por lo que con este procedimiento se pueden alcanzar profundidades hasta de 60 m. con bastante rapidez. Para hacer los sondeos se hinca una barrena provista de aspás helicoidales continuas con vástago hueco que permite la introducción de las herramientas muestreadoras. Así, a la vez que la barrena avanza, sirve como ademe para la perforación misma. En el extremo inferior la barrena está provista de un tapón unido a una barra central, cuya función es impedir la entrada de material al vástago hasta alcanzar la profundidad de muestreo necesaria. Luego se extrae la barra central con el tapón y se introduce el muestreador (figura 2.3). En suelos cohesivos no es necesario el empleo del tapón, ya que, al introducirse la barrena, el suelo irá formando un tapón al entrar el material unos 10 o 15 cm. dentro de esta.

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



En suelos friccionantes abajo del nivel freático las presiones en exceso de la hidrostática pueden provocar la introducción del suelo varios metros dentro del vástago al sacar el tapón por lo que el material que se halla bajo el vástago se altera a tal grado que no serán demasiado confiables las indicaciones sobre su compacidad relativa por lo que, bajo estas condiciones, no deberá emplearse el tapón, sino que se mantendrá el agua dentro del vástago a un nivel más alto que el del freático.

El uso de esta barrena en materiales limosos sueltos o en materiales granulares puede disminuir la relación de vacíos natural e incrementar la presión de confinamiento en la zona inmediata al extremo inferior de la barrena, por lo que los datos sobre las propiedades mecánicas del material no serán confiables.

2.1.4 Perforación a rotación.

Esta técnica de perforación consiste en introducir una broca que opera a rotación con el objeto de cortar el suelo y, mediante la inyección de un fluido de perforación (agua o lodo o mezcla de agua con bentonita), arrastrarlo hasta la superficie a la vez que se enfría la broca.

Abajo del nivel freático puede operar en cualquier suelo. En suelos granulares se empleará ademe metálico para estabilizar las paredes de la perforación, salvo que la viscosidad y densidad del lodo con que se opera sean adecuadas para estabilizar el sondeo.

El equipo para aplicar esta técnica se compone de una perforadora rotatoria con un sistema hidráulico de carga con potencia mínima de 30 HP, una bomba para el manejo de lodos de perforación de 100 lt/min., brocas tricónicas y tipo de 7 a 10 cm., además tubería de perforación. Este procedimiento permite alcanzar profundidades ilimitadas aún en materiales muy resistentes.

2.1.5 Perforación por percusión.

Este método es apropiado cuando los sondeos deben atravesar estratos de resistencia muy alta de suelos o de roca. Una barrena de gran peso se levanta y se deja caer alternativamente de manera que el material sea remolido hasta alcanzar la consistencia de la arena o del limo. Si existe peligro de derrumbe el sondeo puede ademarse.

Más que para fines de exploración, las perforaciones por percusión son empleadas para la perforación de pozos de agua; la naturaleza del método no permite el muestreo de especímenes intactos para su identificación y prueba.

2.1.6 Perforación en seco.

La perforación en seco constituye la técnica más recomendable para sondear suelos arriba del nivel freático ya que no altera el contenido de agua del suelo. Aún sobre el nivel freático resulta más conveniente que los métodos anteriores.

Una perforadora rotatoria introduce el sistema de barras helicoidales que transporta a la superficie el suelo cortado por la broca también de tipo helicoidal a una velocidad de rotación de 50 r.p.m.

En suelos que presentan problemas a la estabilidad de la perforación deberá utilizarse ademe espiral.

La profundidad máxima que se alcanza con esta técnica es de 30 m aproximadamente.

2.2 Muestreo del suelo.

2.2.1 Tipos de muestras.

Para poder clasificar e identificar un suelo se requieren muestras representativas de este, en las que se practicarán ensayos de laboratorio a fin de determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

Según el objeto con que se realice el sondeo exploratorio, las muestras que se pueden obtener podrán ser de dos clases:

- *Muestras alteradas.* Son especímenes de suelo cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción. Esta clase de muestras sirven para identificar el suelo y practicar en ellas pruebas que determinen sus propiedades índice.
- *Muestras inalteradas.* Son muestras que han sufrido deformaciones insignificantes durante el muestreo, es decir, su acomodo estructural está relativamente inalterado, ya que su extracción necesariamente induce cambios de esfuerzo. Se utilizan para identificar el suelo y para realizar pruebas índice y mecánicas.

2.2.2 Muestreadores.

Para poder obtener muestras representativas del suelo es común el manejo de muestreadores que, en general, están formados por un tubo cilíndrico de extremos abiertos. Dependiendo de la naturaleza del terreno, se dispone de una variedad de muestreadores de características y funcionamiento específicos.

A) *Muestreador Shelby.*

El tubo de pared delgada o Shelby es el muestreador más empleado para la obtención de muestras inalteradas en suelos finos a semiduros. Es un tubo liso afilado de acero o latón de 7.5 a 10 cm de diámetro, terminado en punta y unido a una cabeza muestreadora montada al final de la tubería de perforación con la que se hince el muestreador desde la superficie.

En la figura 2.4 se muestra un tubo Shelby con dos tipos de unión tubo - cabeza usuales; el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda, este último más confiable aún en suelos duros. La cabeza del tubo presenta perforaciones laterales y tiene una válvula esférica que se abre permitiendo aliviar la presión del interior del tubo durante el muestreo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones que se generan durante la extracción. Antes de extraer el muestreador debe dejarse en reposo durante 0.5 min. para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia, después se corta la base de la muestra girando dos vueltas el muestreador y se lleva a la superficie, donde se clasifica y protege la muestra obtenida.

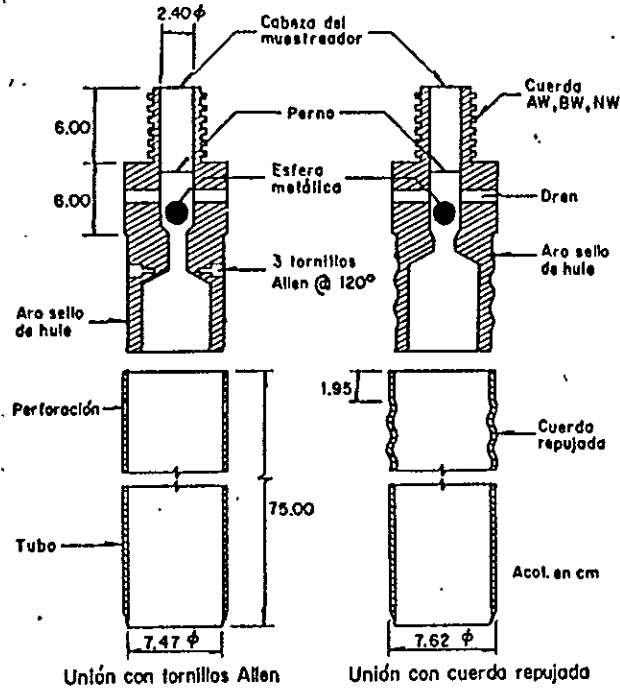
B) *Muestreador Denison.*

El muestreador Denison es empleado en suelos de naturaleza más firme como arcillas duras, limos compactos, limos cementados con poca cantidad de gravas, etc. consta de dos tubos concéntricos; uno interior hincado a presión y cuyo fin es obtener la muestra de suelo, el otro tubo exterior opera a rotación cortando en derredor de la tubería. Este muestreador requiere un fluido de perforación que se hace circular entre ambos tubos.

Los tubos concéntricos están adaptados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la tubería de perforación y permite que el tubo interior se hinque a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra; a la vez que el tubo exterior gira y corta el suelo del derredor. Para proteger a la muestra de la contaminación que pudiera ocasionar el fluido de perforación, la cabeza del muestreador está provista de una tuerca de ajuste para controlar la posición relativa entre ambos tubos; así el tubo interior penetra en el suelo una distancia d (figura 2.5) antes que la broca. Una vez hincado el muestreador se deja también un tiempo de 0.5 min. para la expansión de la muestra.

Las brocas de corte son de acero con incrustaciones de carburo de tungsteno para proteger las zonas de mayor desgaste. En la figura 2.6 se muestran los dos tipos más usuales.

Para su operación en suelos granulares conviene adaptarle una trampa en forma de canastilla como la mostrada en la misma figura.

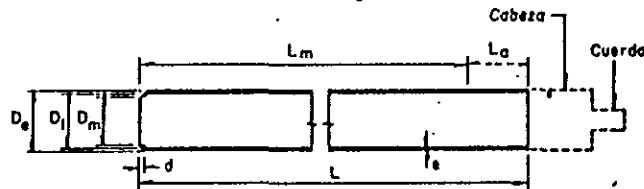


a) Muestreador de pared delgada



Relación de área	$\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$	D_e Diámetro exterior
		D_i Diámetro interior
Relación de diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} < 15\%$	D_m Diámetro de la muestra

b) Condiciones geométricas

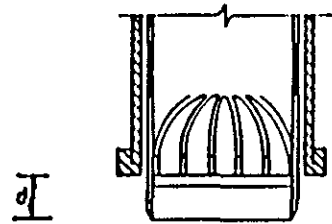
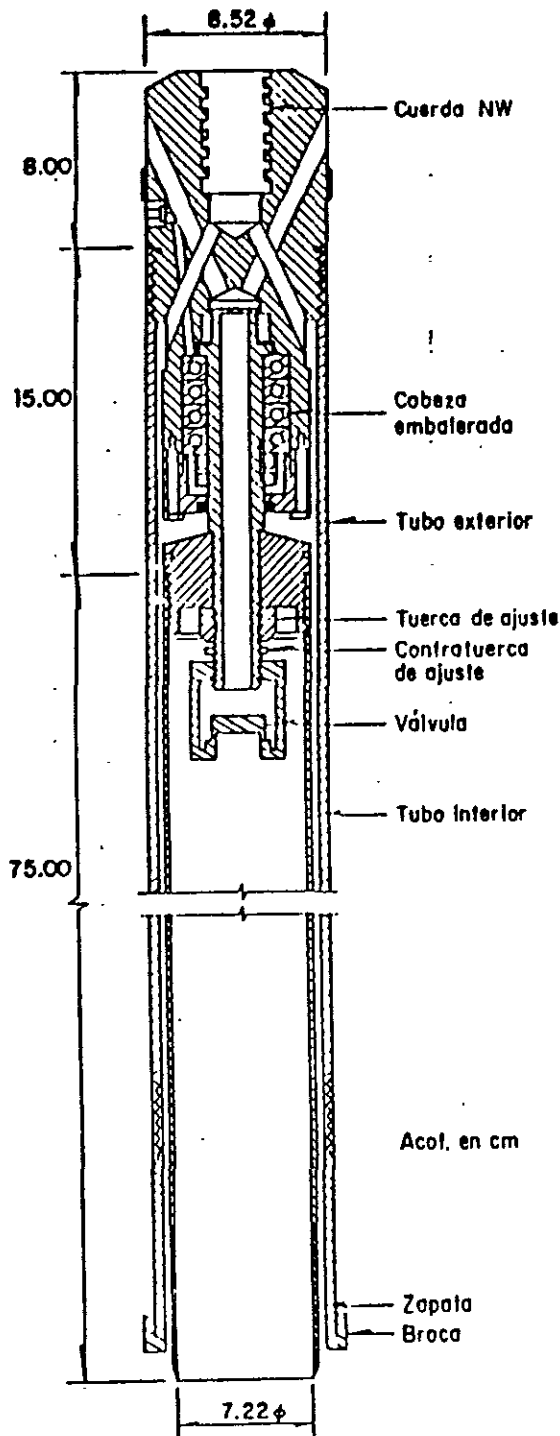


Diám. nominal, en cm	D_e , en cm	D_i , en cm	D_m , en cm	e , en cm	d , en cm	L , en cm	L_m , en cm	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW NW

D_e Diámetro exterior	d Longitud aguzada
D_i Diámetro interior	L Longitud del tubo
D_m Diámetro de la muestra	L_m Longitud de muestreo recomendable
e Espesor	L_a Espacio para azolves

c) Dimensiones de los tubos de pared delgada

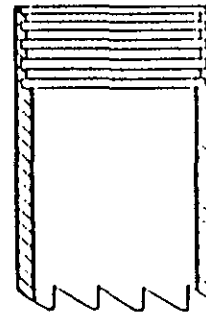
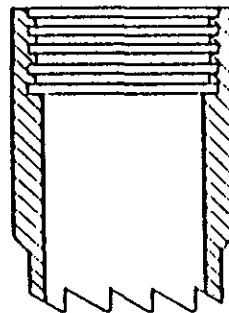
FIG. 2.4 Características del muestreador de pared delgada (Tubo Shelby)



Trampa de canastillo

Ajuste, d , entre broca y tubo interior

Tipo de suelo	d , cm
Blando	2
Duro	0.5
Muy duro	0 ó el menor



Tipos de brocas Denison

FIG. 2.5 Muestreador tipo Denison; FIG. 2.6 tipos de broca Denison

C) *Muestreador Pitcher.*

El muestreador Pitcher es similar al Denison; su uso es adecuado en arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas y particularmente en suelos con capas delgadas de materiales de diferente dureza. Consta de dos tubos concéntricos, unidos a una cabeza compuesta de dos piezas: la superior es fija y transmite la rotación al tubo exterior que es el que corta, mientras que la inferior soporta el tubo interior de 7.5 a 10 cm de diámetro en que se aloja la muestra. Esta parte inferior está separada de la fija por un resorte axial que permite regular la posición relativa del tubo interior con respecto al exterior. En la figura 2.7 se presenta un corte de este muestreador con unión tubo - cabeza con tornillos allen. La parte fija de la cabeza está provista de un balero axial que mantiene estático al tubo interior mientras gira el exterior y absorbe la reacción del resorte axial.

Las brocas de corte que utilizan los muestreadores Denison y Pitcher son similares en su construcción.

D) *Muestreador de pistón.*

Es un tubo de pared delgada provisto de un pistón que cierra a la profundidad deseada, luego se empuja el muestreador, mientras el pistón permanece fijo en el fondo del sondeo, como se muestra en la figura 2.8. La función del pistón es impedir el flujo de los suelos blandos dentro del tubo, eliminando, de este modo, gran parte de la alteración de la muestra. También ayuda a aumentar la longitud de la muestra que puede recuperarse creando un ligero vacío, que tiende a retener la muestra en caso de que la parte superior de la columna de suelo comience a separarse del pistón. Al extraer el muestreador, el pistón impide que la presión del agua influya sobre la parte superior de la muestra. En la actualidad es posible el muestreo inalterado de arenas abajo del nivel freático con muestreadores de pistón.

E) *Corazones de roca.*

Cuando la perforación de un sondeo llega a encontrar alguna capa de roca sana, no es posible seguir profundizando ni obtener una muestra con ninguno de los métodos anteriores. En este caso debe proseguirse la perforación utilizando máquinas de perforación provistas con broca de diamantes o del tipo cáliz. Las brocas de diamante son de acero duro con incrustaciones de diamante industrial. Se acoplan a un muestreador llamado "de corazón" en cuyo interior se aloja la muestra. A su vez el muestreador se monta al final de la tubería de perforación. Las brocas de tipo cáliz están provistas de un muestreador de acero duro, cuya penetración se facilita con la introducción de municiones a través de la tubería de ademe y que actúan como abrasivo.

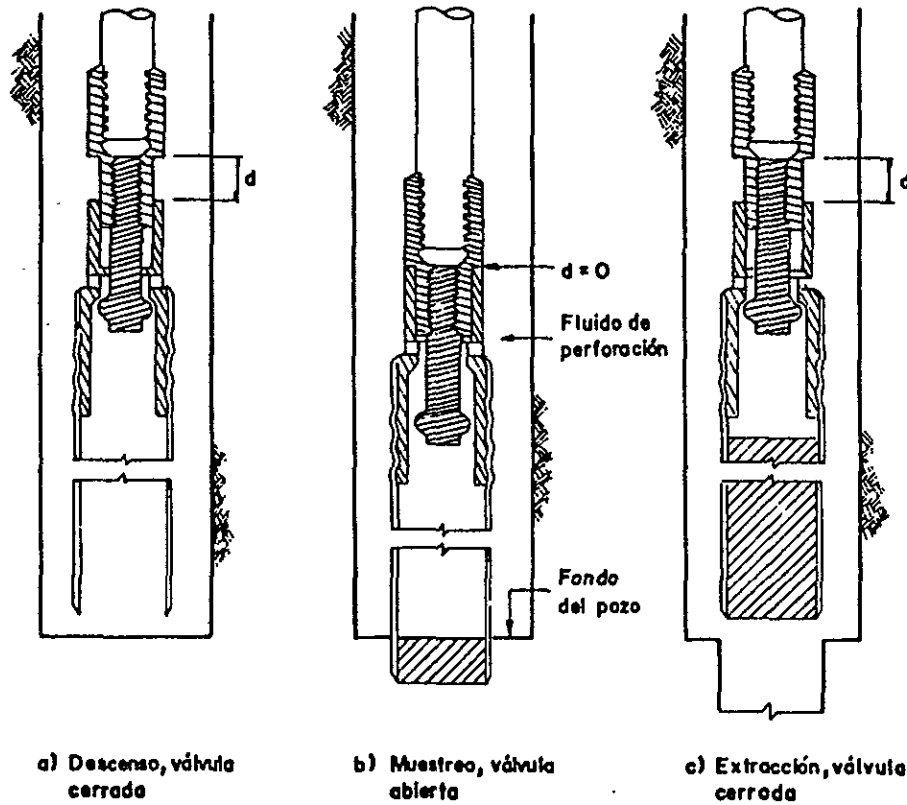
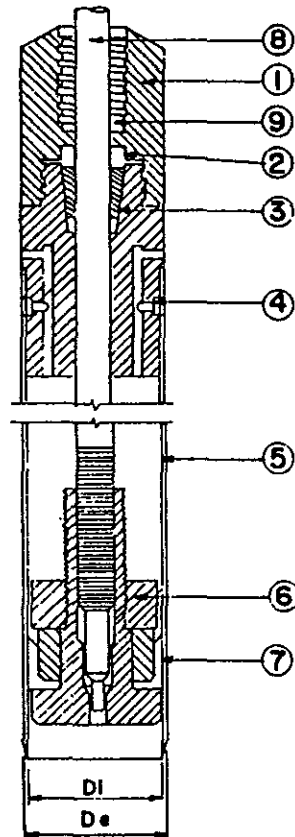


Fig. 2.7 Operación del muestreador de válvula deslizante
(Hvorslev, 1949) Muestreador Pitcher



Dimensiones usuales, en mm

Exterior	De	76.2	127.0
Interior	DI	73.0	123.0

1.- Cabeza

3.- Seguro

5.- Tubo de acero (pared delgada)

8.- Tubo interior

2.- Resorte

4.- Perno
fijador

6 y 7.- pistón

9.- Cuerdo del tubo exterior

Figura 2.8

Muestreador de pistón estacionario (Hvorslev, 1949)

Una vez introducido el muestreador en la roca matriz se desprende el corazón de roca que ha penetrado en él, para lo cual se suspende la inyección de agua provocándose que los fragmentos de roca produzcan un tapón entre el espacio de la roca y la parte inferior de la muestra, o bien; un aumento brusco de velocidad puede provocar dicho taponamiento. En la figura 2.9 se ilustra un muestreador de este tipo.

F) Muestras extraídas manualmente. Pozos a cielo abierto.

Un pozo a cielo abierto es una excavación que se practica manualmente en el terreno de dimensiones suficientes para que un técnico pueda introducirse en él; frecuentemente son de 1.5 m de lado y pueden alcanzar profundidades de hasta 6.0 m. Básicamente se emplea para reconocer un sitio; sin embargo, cuando es posible efectuarlos, constituyen la técnica más satisfactoria para conocer las condiciones del subsuelo en su estado natural, ya que se puede apreciar la disposición de los diferentes estratos así como las condiciones del agua contenida en el suelo. *Desgraciadamente esta técnica presenta una limitante muy importante: la excavación no puede llevarse a profundidades muy grandes debido a que, en primer lugar, el flujo de agua bajo el nivel freático es difícil de controlar y, en segundo término, la necesidad de ademes y el excesivo traspaleo aumentan considerablemente el costo de la excavación.*

Es posible extraer muestras inalteradas de suelos que tengan cierta cohesión que permita labrar el espécimen ya sea en el fondo del pozo o en las paredes. Las muestras inalteradas deberán protegerse contra la pérdida excesiva de humedad, con una manta emparafinada. En la figura 2.10 se ilustran dos métodos para obtener estas muestras.

2.3 Métodos directos. Medidas de consistencia y compacidad relativa.

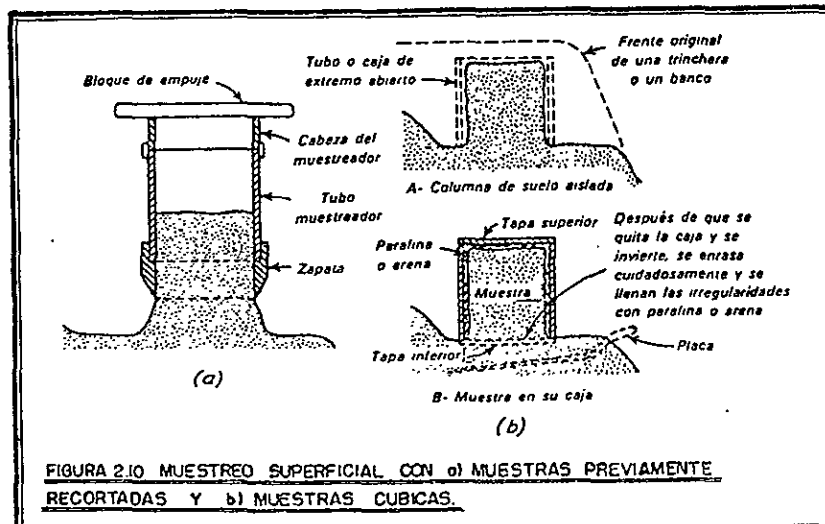
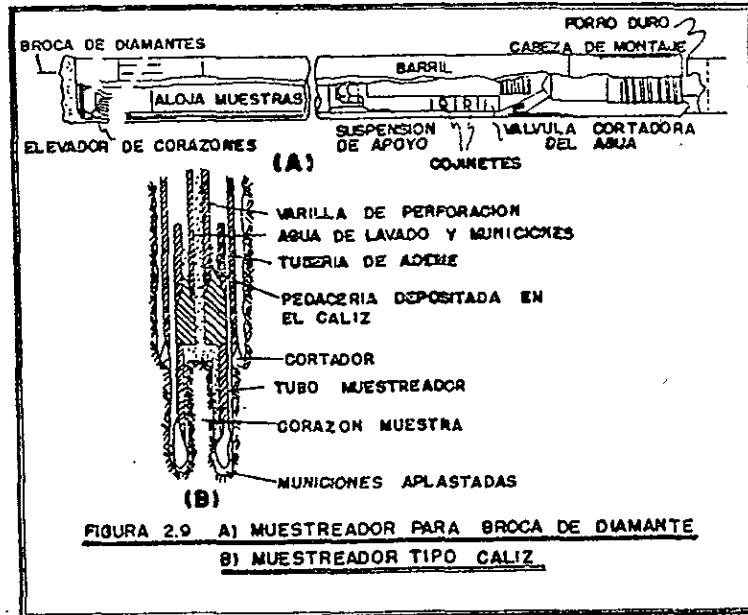
Penetrómetros. Mediante estos métodos se pueden investigar la consistencia de estratos cohesivos o la compacidad relativa de granulares sin necesidad de hacer sondeos o extraer muestras. Estos procedimientos se basan en la resistencia que opone el suelo al avance de un aparato llamado penetrómetro. Si el penetrómetro se hinca uniformemente en el suelo, la prueba se denomina penetración estática. Si la hinca requiere golpeo se llama prueba de penetración dinámica.

2.3.1 Penetración estándar (Penetración dinámica).

La prueba de penetración estándar es el procedimiento directo que proporciona resultados más confiables sobre el suelo explorado. Es también el de mayor uso en nuestro país.

Este método tiene la ventaja de recuperar muestras alteradas representativas del suelo además que, mediante correlaciones, permite conocer la resistencia al corte de este.

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



El penetrómetro estándar es un tubo de pared gruesa dispuesto en media caña para facilitar la extracción de la muestra, de forma y dimensiones especificadas (figura 2.11a). La cabeza de este muestreador tiene una válvula esférica que durante el hincado se levanta permitiendo aliviar la presión del fluido de perforación y azolves que se acumulan en el interior del muestreador y al extraerlo, cae por peso propio impidiendo la expulsión de la muestra por efecto del fluido .

El penetrómetro se enrosca al extremo de una columna de barras de perforación y se hinca mediante energía proporcionada por un martinete de 63.5 kg. de peso que cae libremente desde una altura de 75 ± 1 cm. e impacta sobre una pieza yunque integrada a la tubería de perforación, contando el número de golpes dados para que el muestreador penetre 30 cm. Cada 60 cm. de avance se extrae el muestreador retirándose la fracción de suelo del interior, lo que constituye una muestra .

Para considerar la falta de apoyo, los golpes dados para la introducción de los primeros 15 cm. no se toman en cuenta; los necesarios para que penetre los siguientes 30 cm. definen la resistencia a la penetración estándar. Por último se introduce el penetrómetro en toda su longitud. Si no se logra introducir los 60 cm. cuando se han dado 50 golpes, la prueba se suspende y por extrapolación se deduce el número de golpes N.

Cuando se opere en suelos arenosos puede proveerse al aparato de una trampa en forma de canastilla para la retención de muestras .

La resistencia a la penetración estándar se plasma en un perfil dibujando el número de golpes dados para hincar los 30 cm. intermedios a la profundidad media de realización de la prueba .

En suelos firccionantes la prueba permite relacionar -a modo muy aproximado- el valor de la compacidad y el ángulo de fricción interna (figura 2.11 b). También se han elaborado gráficas que relacionan la resistencia a la penetración estándar con la presión vertical y la compacidad relativa (figura 2.11 c). En una forma menos aproximada, en arcillas se estima el valor de la resistencia a la compresión simple, en función también de la resistencia a la penetración estándar (tabla 2.1) .

2.3.2 Penetrómetro holandés de cono (penetración estática) .

Pese a no extraer muestra del subsuelo, el uso del cono holandés se encuentra muy extendido en suelos arenosos, para los que se han desarrollado correlaciones confiables que definen la clasificación tentativa de los suelos en que penetra así como su compacidad, resultando poco confiables estas correlaciones en suelos arcillosos por lo que no es muy frecuente su empleo .

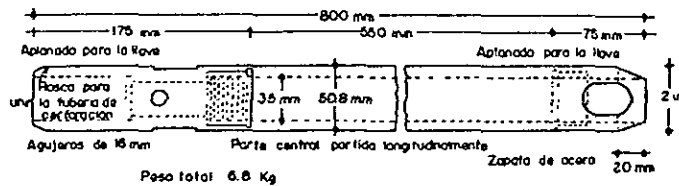
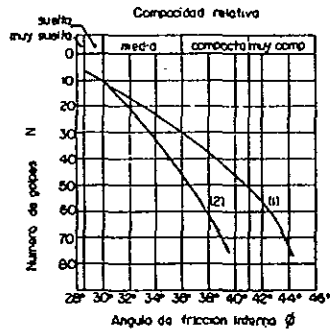


FIGURA 2.11a PENETROMETRO ESTANDAR



(1) Arenas de grano anguloso o redondeado de mediano a grueso
(2) Arenas finas y arenas limosas

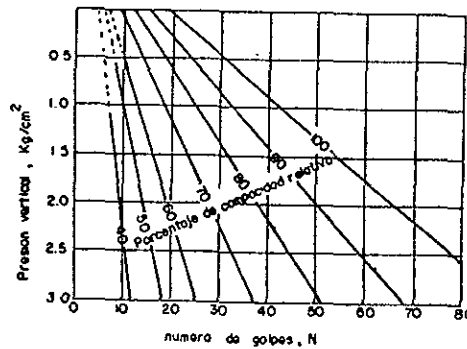


FIGURA 2.11b CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE DE GOLPES Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA EN ARENAS

FIGURA 2.11c RELACION ENTRE LA PENETRACION ESTANDAR, LA PRESION VERTICAL Y LA COMPACTACION RELATIVA PARA ARENAS

TABLA 2.1

CONSISTENCIA	No. De golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u Kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.5
Media	4 - 8	0.5 - 1.0
Firme	8 - 15	1.0 - 2.0
Muy firme	15 - 30	2.0 - 4.0
Dura	> 30	> 4.0

El penetrómetro holandés es un cono de acero que se hince en el suelo con la ayuda de una columna de barras que en la parte superior soporta presión estática transmitida por un gato hidráulico. Esta tubería de perforación se dispone en forma concéntrica a una tubería exterior para proteger la primera de la fricción lateral. La velocidad de penetración regularmente es constante y del orden de 1 cm/seg. En la figura 2.12 se muestra un corte esquemático del penetrómetro holandés. Consta del cono de acero de 3.57 cm. de diámetro con un ángulo de ataque de 60°, una funda deslizante de 3.57 cm de diámetro y 13 cm de longitud. La tubería de perforación (interna) es de 1.5 cm de diámetro y esta provista de un tope que limita el movimiento de la barra central dentro de la funda a 4 cm. La tubería exterior es de 3.57 cm de diámetro .

La prueba efectuada con este dispositivo permite conocer la resistencia de punta (q_c) y la fricción lateral (f_s), medidas en el sistema hidráulico que genera la fuerza axial necesaria para el hincado. La magnitud de la fuerza axial se determina midiendo la presión del fluido hidráulico. En modelos recientes, el aparato está provisto de celdas de carga con deformímetros eléctricos colocados atrás del cono y de la funda deslizante, que miden la fuerza axial aplicada con mayor precisión .

Mediante el manejo de sencillas expresiones se determinan los valores de q_c (resistencia de punta) y f_s (fricción lateral). Esta información, a modo de interpretación, se gráfica contra la profundidad hasta la que se llevó la prueba, y con ella se pueden establecer clasificaciones tentativas del suelo o definir zonas características del sondeo (tabla 2.2 y figura 2.12) .

2.3.3 Medida directa de la resistencia al corte .

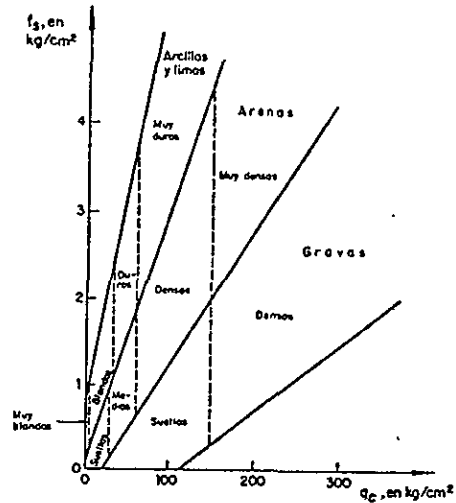
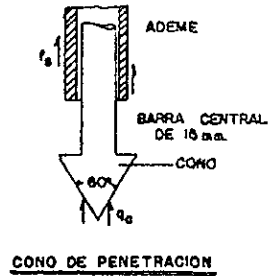
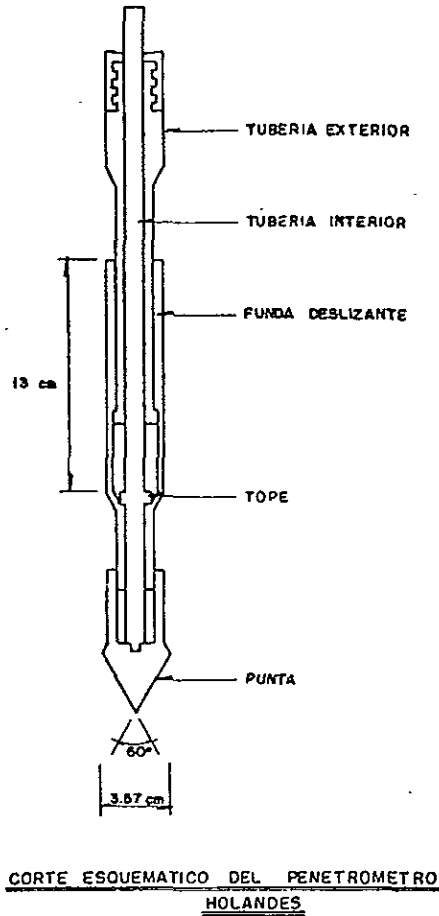
La veleta es un instrumento empleado para determinar la resistencia al corte en suelos cohesivos, especialmente en condiciones no drenadas. Este aparato consiste en una veleta de cuatro aspas, unida al extremo de una varilla vertical. Se hincan la veleta y la varilla en el suelo y se hacen girar, midiendo el par necesario para ello. El suelo falla a lo largo de la superficie cilíndrica que pasa por los bordes exteriores de la veleta, por lo que, conocidas las dimensiones de la veleta y el par de torsión, puede calcularse la resistencia al esfuerzo cortante. Si nuevamente se hace girar la veleta al suelo se remoldea más, y puede calcularse otra vez la resistencia al esfuerzo cortante; así, se puede conocer también la sensibilidad de las arcillas .

En la figura 2.13 se muestra una veleta en su forma más sencilla

2.4 Métodos geofísicos .

Estos métodos aunque cubren áreas grandes y en poco tiempo se pueden determinar variaciones en la estratigrafía del subsuelo o perfiles de la roca basal, no proporcionan de ninguna manera bases suficientes para fundamentar criterios de proyecto para la Mecánica de Suelos. Su desarrollo y uso están más bien orientados a disciplinas como la Geología y la Minería.

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ



**GRAFICA PARA CLASIFICACION
TENTATIVA DE SUELOS**

FIGURA 2.12

TABLA 2.2 COMPARACIÓN ENTRE LAS VARIACIONES DE q_c Y f_s .

	Decrece	Constante	Crece
decrece	Transición entre dos capas diferentes, la inferior de menor resistencia.	No ocurre	Una grava o boleto empujado por el cono ha quedado acufiado contra la funda deslizante.
constante	Una grava de diámetro mayor que del cono ha sido empujada por este en un estrato cohesivo blando o granular suelto	Suelo homogéneo	No ocurre
crece	Una grava de diámetro mayor que del cono ha sido empujada por este en un estrato cohesivo de consistencia media o granular denso.	El penetrometro está en roca blanda o en un estrato duro que no puede ser penetrado.	Estrato cuya resistencia aumenta con la profundidad o cuya resistencia última no ha sido alcanzada.

2.4.1 Método Geosísmico .

Para una exploración geosísmica se requiere el siguiente equipo: una carga explosiva y detonador para producir una onda elástica, una serie de geófonos espaciados a intervalos de 15 a 30 m entre sí y colocados a lo largo de una línea a partir del punto de origen de la onda y un oscilógrafo para registrar el lapso de tiempo de llegada de la onda a cada geófono (figura 2.14). Es función de las velocidades de propagación de las ondas sísmicas a través de los estratos puede tenerse una idea de la naturaleza de estos o de la profundidad de cada uno de ellos. Sin embargo, si se trata de un terreno que no ha sido explorado antes, será necesario realizar algunos sondeos para correlacionar los datos sísmicos con el perfil del suelo.

Particularmente, el método sísmico es útil para determinar la profundidad a la que se encuentra la roca sana, subyaciendo a estratos blandos o de consistencia suelta; sin embargo, no es posible detectar estratos blandos debajo de un depósito duro. En la tabla 2.3 se mencionan algunas velocidades de propagación típicas de varios materiales

2.4.2 Método geoelectrico (Resistividad eléctrica) .

El método de resistividad eléctrica resulta muy útil para localizar bolsas de grava limpia (de alta resistencia eléctrica) dentro de suelos finos (de baja resistencia eléctrica), además de que permite definir las fronteras entre materiales de baja resistencia eléctrica, como un suelo fino, y materiales de alta resistencia eléctrica, como un suelo firme o una roca sana, sin importar cual este arriba .

En el sitio de interés se colocan cuatro electrodos alineados y separados a igual distancia. Se aplica al terreno una corriente eléctrica I , a través de los dos electrodos exteriores (electrodos de corriente) y se mide el potencial inducido V entre los dos electrodos interiores (electrodos de potencial). La resistividad del suelo para una separación de electrodos d está dada por la expresión

$$\rho = 2 \Pi d \frac{V}{I}$$

En la tabla 2.4 se anotan algunos valores comunes de la resistividad en algunos materiales térreos.

2.5 Piezometría.

Un cambio de presión de agua de poro "in situ" inducirá cambios opuestos en los valores del esfuerzo efectivo, modificándose la resistencia al corte del suelo. La determinación de las presiones neutrales in situ es un aspecto básico en mecánica de suelos. Ha permitido visualizar los procesos de consolidación debidos a la aplicación superficial de cargas, bombeo de acuíferos, etc.

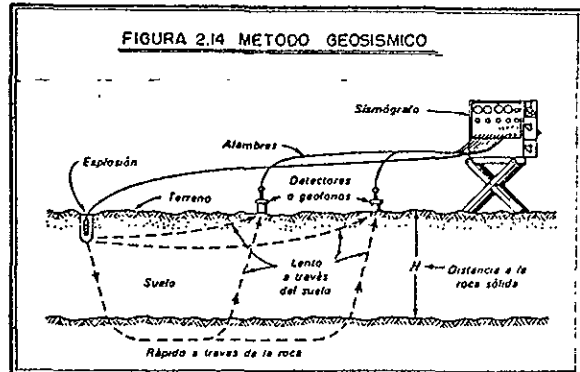
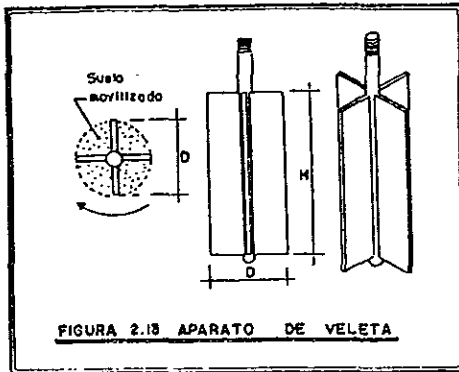


TABLA 2.3 VELOCIDADES SÍSMICAS TÍPICAS DE ALGUNOS MATERIALES

Material	Velocidad (m/seg)
Limo seco, arena, grava suelta, roca suelta, argayos y tierra vegetal húmeda.	180 - 750
Morrena compacta; arcillas endurecidas; grava bajo el nivel freático, grava arcillosa compacta, arena cementada y arena.	750 - 2300
Roca meteorizada, fracturada o parcialmente descompuesta	600 - 3000
Lutitas sanas	750 - 3300
Arenisca sana	1500-4200
Caliza y creta sanas	1800-6100
Roca ígnea sana	3600-6100
Roca metamórfica sana	3000-4800

TABLA 2.4 VALORES REPRESENTATIVOS DE RESISTIVIDAD

Material	Resistividad (ohmios - cm)
Arcilla y limo saturado	0 - 10,000
Arcilla arenosa y arena limosa húmeda	10,000 - 25,000
Arena arcillosa y arena saturada	25,000 - 50,000
Arena	50,000 - 150,000
Grava	150,000 - 500,000
Roca meteorizada	100,000 - 200,000
Roca sana	150,000 - 4,000,000

Puede medirse utilizando piezómetros. Los piezómetros son instrumentos que miden la presión neutral en el suelo en un punto determinado y a una cierta profundidad, basándose en el principio de equilibrio de presiones: La presión que haya en el agua en el extremo inferior poroso de un tubo puede equilibrarse con una columna de agua actuante en dicho tubo. Si el nivel de equilibrio del agua en el tubo es igual al nivel freático, la presión del agua en el punto medido corresponderá a la presión hidrostática. Si ahora la altura de la columna equilibrante es mayor que nivel freático se tendrá una presión en exceso a la hidrostática, puede ser debido a un flujo permanente de agua o a un manto colgado. Sí, por el contrario, la altura de la columna de agua equilibrante es menor que el nivel freático, la presión del agua en ese punto será menor que la hidrostática y se tendrá un abatimiento.

En estos casos la diferencia de presiones estará dada por el desnivel observado en la columna de agua.

2.6 Programa de exploración .

Para planear un programa de exploración del suelo deben tomarse en cuenta los siguientes tres aspectos fundamentales :

- Tener clara idea de que se está tratando de lograr con la exploración .
- Estar bien familiarizado con los métodos y procedimientos para sondear, muestrear y perforar suelos .
- Tener en mente la relación entre el costo de la exploración y el costo de la construcción de la cimentación.

Además, es importante elaborar el programa de exploración por etapas que se irán integrando conforme se acumule información .

Exploración preliminar .

La planeación de una exploración del suelo debe siempre comenzar por la obtención de información preliminar consistente en :

- fuentes de información; pueden ser los siguientes considerando y relacionándolo con los problemas que se pretendan resolver en la zona:

INEGI. (Instituto Nacional de Estadística e Informática)

SMMS. (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos)

CFE. (Comisión Federal de Electricidad)

SCT. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte)

PEMEX. (Petróleos Mexicanos)

CAVM. (Comisión de Aguas del Valle de México)

INSTITUTO DE GEOLOGÍA (UNAM)

INSTITUTO DE GEOGRAFÍA (UNAM)

INSTITUTO DE INGENIERÍA (UNAM)

ORGANISMOS PÚBLICOS: DGCOH, CNA, etc.

- información disponible; datos sobre las condiciones del suelo cercano a la obra y sobre el comportamiento de otras estructuras cercanas
- interpretación de fotografías aéreas de la zona
- reconocimiento del lugar
- requerimientos de códigos y reglamentos
- datos preliminares de diseño

Basándose en esta información previa se elige un método de exploración preliminar con el fin de conocer las condiciones generales del subsuelo. Frecuentemente se recurre al uso de la prueba de penetración estándar hecha con alguno de los sondeos vistos .

Exploración definitiva .

Cuando la información obtenida de la exploración preliminar no es suficiente para el proyecto, es necesario recabar información más exacta. Se emplearán métodos más específicos para el muestreo del suelo y las pruebas de laboratorio se practicarán en muestras inalteradas preferentemente .

Número y profundidad de los sondeos .

Aunque el número de sondeos que debe contemplar un programa de exploración depende del tipo y magnitud de la estructura que se va a desplantar, existen algunos criterios que definen esta situación. Uno de ellos establece que deberán sondearse las áreas más cargadas de la edificación. Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento para Construcciones en el D.F. establecen que el número mínimo de exploraciones a realizar será de una por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por las construcciones en Zonas I y II, y una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la Zona III.

La profundidad de las exploraciones dependerá de la magnitud de la carga transmitida por la estructura. De acuerdo a Las Normas Técnicas Complementarias la profundidad de los sondeos no deberá ser inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, excepto si se encuentra roca sana a una profundidad menor. existen también otros criterios para establecer la profundidad:

- La profundidad a la cual se obtenga el 10 % de presión efectiva calculada de acuerdo con la teoría de distribución de esfuerzos (Boussinesq).
- La profundidad de un sondeo será igual a 2 o 2.5 veces el ancho de la edificación

Presentación de resultados .

Los resultados obtenidos de la exploración y muestreo deberá contener los resultados de todas las pruebas hechas en campo y en laboratorio expresados de la manera más clara y precisa. Deben incluirse gráficas de los datos de las pruebas, presentados de manera que el comportamiento del subsuelo pueda evaluarse fácilmente en el diseño de la cimentación .

2.7 Determinación de las propiedades índice y mecánicas de los suelos en el laboratorio.

2.7.1 Clasificación de suelos.

Esta clasificación se hará con base en el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (SUCS), el cual se basa en la separación de dos grandes grupos: suelos gruesos y suelos finos, de acuerdo a un porcentaje arbitrario de tamaños que pasan la malla No. 200. En campo esta separación se realiza por medio de la inspección visual y al tacto, y en el laboratorio realizando un ensaye granulométrico. Después se lleva a cabo las pruebas que determinan las características plásticas de la parte fina del suelo. En el campo se hacen las pruebas de tenacidad, resistencia en estado seco y movilidad del agua, y en el laboratorio las determinaciones de los límites de consistencia. En la tabla II.1 se esquematiza en forma resumida el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos, tanto en laboratorio como en campo.

2.7.2 Propiedades índice .

Las propiedades índice son útiles para determinar las relaciones volumétrico - gravimétricas de un suelo y su clasificación. Las relaciones volumétrico-gravimétricas definen parámetros que relacionan el peso de las fases del suelo con sus correspondientes volúmenes (tabla 2.5) .

El significado de estas propiedades es definitivo en la comprensión de las propiedades mecánicas del suelo.

Las pruebas más comunes para determinar estas propiedades en el laboratorio son las que se describen en este apartado .

2.7.2 A) Contenido de agua .

Se define como la relación entere el peso del agua y el peso de los sólidos contenidos en una muestra de suelo, expresada en porcentaje .

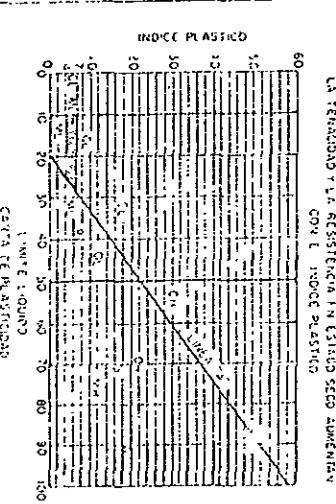
ANEXO III - A SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION Y DESCRIPCION DE SUELOS

INC. LINEADO DE UNIFICACION Y DESCRIPCION

PROCLONUM: 12 DE REVISIÓN (CONCEPTO EN EL CANTÓN)		SW, SP, GP, GM, GC, SM, SC	HOMBRES TIPOICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO
CLASIFICACION DE SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		Determinar los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N° 200). Menos de 5% GW, GP, SW, SP Más de 12% GC, SM, SC 5% a 12% Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles			
SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		REQUISITOS PARA SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P) C _u > 75 C _l > 45 Límite de plasticidad (PI) > 4 Límite de consistencia (LC) > 7			
SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS C-Grava M-Limo O Sarcos orgánicos W-bien proporcionados L-baja compactabilidad S-arena C-arena G-arcilla P-Mai grado de L- alto compactabilidad			
SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS C-Grava M-Limo O Sarcos orgánicos W-bien proporcionados L-baja compactabilidad S-arena C-arena G-arcilla P-Mai grado de L- alto compactabilidad			
SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS C-Grava M-Limo O Sarcos orgánicos W-bien proporcionados L-baja compactabilidad S-arena C-arena G-arcilla P-Mai grado de L- alto compactabilidad			
SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS C-Grava M-Limo O Sarcos orgánicos W-bien proporcionados L-baja compactabilidad S-arena C-arena G-arcilla P-Mai grado de L- alto compactabilidad			
SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS C-Grava M-Limo O Sarcos orgánicos W-bien proporcionados L-baja compactabilidad S-arena C-arena G-arcilla P-Mai grado de L- alto compactabilidad			
SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS C-Grava M-Limo O Sarcos orgánicos W-bien proporcionados L-baja compactabilidad S-arena C-arena G-arcilla P-Mai grado de L- alto compactabilidad			
SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS C-Grava M-Limo O Sarcos orgánicos W-bien proporcionados L-baja compactabilidad S-arena C-arena G-arcilla P-Mai grado de L- alto compactabilidad			
SUELOS DE GRANOS GRANULOSOS (P)		EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS C-Grava M-Limo O Sarcos orgánicos W-bien proporcionados L-baja compactabilidad S-arena C-arena G-arcilla P-Mai grado de L- alto compactabilidad			

Para la clasificación de suelos de granos granulosos (P) se debe aplicar el índice plástico.

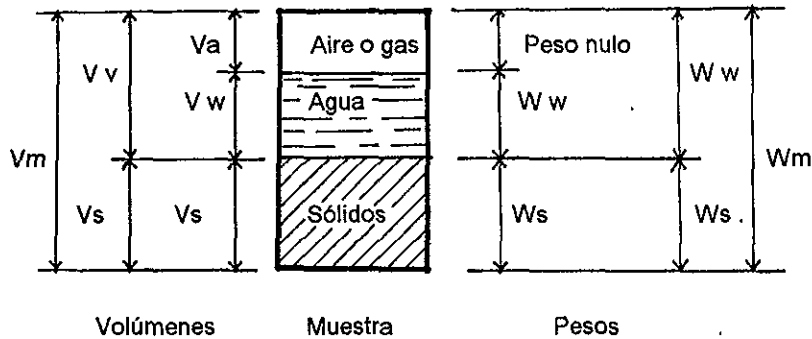
TABLA III



Para la clasificación de suelos de granos granulosos (P) se debe aplicar el índice plástico.

TABLA 2.5 RELACIONES VOLUMÉTRICO - GRAVIMÉTRICAS.

PROPIEDAD	SIM-BOLO	MUESTRA SATURADA	MUESTRA NO SATURADA	FÓRMULAS DE CORRELACIÓN		
densidad de sólidos	Ss	Medición en laboratorio		eSr / w		
Contenido de agua	w	Medición en laboratorio		$Wm / Ws - 1$	eSr / Ss	$Sr \gamma_w - 1$ $\gamma_d Ss$
Volumen total de la muestra	Vm	Medición en laboratorio		$Vs + Va + Vw$	$\frac{Vs}{1-n}$	$Vs(1+e)$ $\frac{Vv(1+e)}{e}$
Volumen de sólidos	Vs	$Ws / \gamma_w Ss$		$Vm - (Va + Vw)$	$Vm(1-n)$	$\frac{Vm}{1+e}$ $\frac{Vv}{e}$
Volumen de agua	Vw	Ww / γ_w		$Vv - Va$	$Sr Vv$	$\frac{Sr Vm e}{1+e}$ $Sr Vs e$
Volumen de aire o gas	Va	nulo	$Vm - (Vs + Vw)$	$Vv - Vw$	$(1 - Sr) Vv$	$\frac{(1 - Sr)Vm e}{1+e}$ $(1 - Sr)Vse$
Volumen de vacíos	Vv	Ww / γ_w	$Vm - Vs$	$Vm - Vs$	$\frac{Vs n}{1-n}$	$\frac{Vm e}{1+e}$ $Vs e$
Peso de sólidos	Ws	Medición en laboratorio		$W_T / (1 + w)$	$Ss Vm \gamma_w (1 - n)$	$Ww Ss / Sr e$
Peso del agua	Ww	Medición en laboratorio		$W Ws$	$Sr \gamma_w Vv$	$e Ws Sr / Ss$
Peso total	Wm	$Ws - Ww$		$Ws(1 + w)$		
Relación de vacíos	e	Vv / VS		$n / n - 1$	$w Ss / Sr$	$\frac{Ww Ss}{Ws Sr}$
Porosidad	n	Vv / Vm		$e / 1 + e$		
Peso volumétrico de la muestra	γ_m	$\frac{Ws + Ww}{Vs + Vw}$	$\frac{Ws + Ww}{Vm}$	Wm / Vm	$\frac{(Ss + Sr e) \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{(1 + w) \gamma_w}{w / Sr - 1 / Ss}$
Peso volumétrico seco	γ_d	$\frac{Ws}{Vs + Vw}$	$\frac{Ws}{Vm}$	$\frac{Ws}{Vm(1 + w)}$	$\frac{Ss \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{Ss \gamma_w}{1 + W Ss / Sr}$
Peso volumétrico saturado	γ_{sat}	$\frac{Ws + Ww}{Vs + Vw}$	$\frac{Ws + Vv \gamma_w}{Vm}$	$\frac{Ws + e \gamma_w}{Vm(1 + e)}$	$\frac{(Ss + e) \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{(1 + W) \gamma_m}{w + 1 / Ss}$
Peso volumétrico sumergido	γ'	$\gamma_{sat} - \gamma_w$		$\frac{Ws - e \gamma_w}{Vm(1 + e)}$	$\frac{Ss + e - 1 \gamma_w}{1 + e}$	
Grado de saturación	Sr	1.0	$\frac{Vw}{Vv}$	$\frac{Ww}{Vv \gamma_w}$	$\frac{\gamma_d Ss}{e}$	



Esta prueba se puede efectuar tanto en muestras alteradas como en muestras inalteradas. El procedimiento para determinar el contenido de agua de una muestra de suelo consiste en lo siguiente: una vez obtenido el peso de la muestra (W_m) se somete a secado dentro de un horno controlado a temperatura constante de 110 ± 5 °C, en un tiempo entre 18 y 20 hrs, al término del cual se pesa nuevamente la muestra para conocer el peso de los sólidos de está (W_s). El contenido de agua se obtiene aplicando la fórmula :

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \cdot \quad W_w = W_m - W_s$$

El contenido de agua de un suelo en estado natural presenta variaciones muy amplias; desde 0 hasta 800% o aún mayores .

2.7.2 B) Densidad de sólidos .

La densidad de sólidos (o peso específico relativo de los sólidos) se define como la relación entre el peso específico de la muestra de los sólidos y el peso específico del agua destilada a 4 °C y sujeta a una atmósfera de presión .

Las muestra empleadas en esta prueba pueden ser alteradas o inalteradas. Según el manual de la C.F.E. de acuerdo al tipo de suelo se tendrá un rango para trabajar el tamaño de la muestra a probar :

TIPO DE SUELO	TAMAÑO DE LA MUESTRA
Suelos cohesivos	25 - 50 gr.
Arenas finas	50 - 80 gr.
Gravas y arenas gruesas	500 - 1 000 gr.

Si la prueba se lleva a cabo en un suelo cohesivo o en una arena fina, el procedimiento para determinar la densidad de sólidos consiste en hacer una mezcla pastosa con la muestra de suelo y agua destilada en cantidad suficiente para tener un volumen de 150 cm^3 que se coloca en un agitador mecánico y se agita por espacio de 15 min. Después se vacía la mezcla en un matraz previamente calibrado y se sujeta a vacío durante 30 min. El matraz debe llenarse con agua hasta la marca de calibración, se toma la temperatura y se obtiene el peso del matraz con su contenido de agua y suelo (W_{bws}). Se toma la temperatura de nueva cuenta, se vacía el contenido en un recipiente y se somete a secado a una temperatura de 110 ± 5 °C, con lo que se conocerá el peso del suelo seco (W_s). La densidad de sólidos se halla mediante la siguiente expresión :

$$S_s = \frac{W_s K}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$$

donde :

W_s : peso de sólidos

W_{bws} : peso del matraz + agua + suelo

W_{bw} : peso del matraz + agua a la temperatura de la prueba

K : coeficiente de corrección por temperatura (tabla 2.6)

Para suelos granulares gruesos deberá sumergirse la muestra dentro de un recipiente con agua destilada y dejarla saturar durante 24 hrs. Al término de estas, se secan las partículas superficialmente y se obtiene su peso (W_{sh}). Se colocan en una probeta graduada y se mide el volumen de agua desalojado (V_w). Ahora se sujeta la muestra a secado y se pesa (W_s).

En primera instancia se calcula el porcentaje de absorción (Abs (%)):

$$\frac{W_{sh} - W_s}{W_s} \times 100$$

ahora se calcula el volumen de agua absorbido $V_{wabs} = \frac{W_{sh} - W_s}{W_s}$

por consiguiente, el valor de la densidad de sólidos se obtiene :

$$S_s = \frac{W_s}{(V_w - V_{wabs})}$$

Si se trata de suelos con partículas finas y gruesas, la densidad de sólidos se obtiene mediante la fórmula :

$$S_s = \frac{100}{\frac{(\% \text{ ret. malla } 4)}{S_s (\text{ ret. malla } 4)} - \frac{(\% \text{ pasa malla } 4)}{S_s (\text{ pasa malla } 4)}}$$

El valor de la densidad de sólidos varía entre 2.0 y 3.0 para la mayoría de los suelos.

TABLA 2.6 VALORES DE COEFICIENTE K DE CORRECCIÓN POR TEMPERATURA

T °C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.9999	0.9999	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9998
10	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9991	0.9990	0.9988	0.9986	0.9984
20	0.9982	0.9980	0.9978	0.9976	0.9973	0.9971	0.9968	0.9965	0.9963	0.9960
30	0.9957	0.9954	0.9951	0.9947	0.9944	0.9941	0.9937	0.9934	0.9930	0.9926
40	0.9922	0.9919	0.9915	0.9911	0.9907	0.9902	0.9898	0.9894	0.9890	0.9885
50	0.9881	0.9876	0.9872	0.9867	0.9862	0.9857	0.9852	0.9848	0.9842	0.9838
60	0.9832	0.9827	0.9822	0.9817	0.9811	0.9806	0.9800	0.9795	0.9789	0.9784
70	0.9778	0.9772	0.9767	0.9761	0.9755	0.9749	0.9743	0.9737	0.9731	0.9724
80	0.9718	0.9712	0.9706	0.9699	0.9693	0.9686	0.9680	0.9673	0.9657	0.9650
90	0.9653	0.9647	0.9640	0.9633	0.9626	0.9619	0.9612	0.9605	0.9598	0.9591

2.7.2 C) Granulometría .

La distribución granulométrica de un suelo se define como la descripción cuantitativa del tamaño de las partículas que lo forman. Para las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo, la determinación de la distribución granulométrica se hace por un procedimiento de cribado a través de mallas para las partículas mayores de 0.074 mm (malla N° 200), mientras que para las partículas menores el análisis se hace por sedimentación, mediante el uso del hidrómetro (análisis mecánico combinado).

Las muestras requeridas para la obtención de la curva granulométrica pueden ser alteradas o inalteradas. La muestra de suelo representativa contendrá por lo menos 50 gr. de material que pase la malla N° 200 y 300 gr. de material que pase la malla N° 4 .

Primeramente deberá secarse la muestra al aire y separarse en dos fracciones que definirá la malla N° 4. De la fracción que pasa la malla N° 4, se toman - por cuarteo - 300 gr. de material y se lavan sobre la malla N° 200 utilizando agua destilada con la recuperación de la misma en su totalidad dentro de un recipiente. El material retenido en la malla N° 200 se sujeta ha secado de horno. Ahora se efectúa el cribado tanto la fracción retenida en la malla N° 4 como el material retenido en la malla N° 200 haciéndolo pasar - en ambas fracciones - a través de un juego de tamices de aberturas descendentes (tabla 2.7) y anotándose el peso del material retenido que se obtenga en la malla .

Si durante el cribado llegara a haber material que pase la malla N° 200, este se incorporará al que pasó la misma malla durante el lavado de la muestra. Con el material producto del lavado se realiza el análisis por sedimentación con hidrómetro (densímetro).

Resta describir la obtención de los datos necesarios para el trazo de la curva granulométrica .

- En primer lugar se calcula el porcentaje respecto al peso total de la muestra de los materiales retenidos en cada malla empleada y el que corresponde a los diámetros calculados en la prueba del hidrómetro.
- Se calcula el porcentaje acumulado del material que ha pasado por cada malla y menor que el diámetro calculado en la prueba del hidrómetro.
- Por último se dibuja la curva granulométrica sobre papel semilogarítmico colocando en el eje de las abscisas el tamaño de las partículas (esc. logarítmica) y en las ordenadas el porcentaje que pasa (escala natural).

A manera de ejemplo, se ilustran cuatro diferentes curvas granulométricas típicas de algunos suelos en México (figura 2.15) . De la figura podemos observar que una curva con tendencia a una ligera verticalidad representa un suelo uniforme (curva A) mientras que una curva muy tendida indica una gran variedad de tamaños (curva B) y da idea de la granulometría de un suelo bien graduado.

Para definir la graduación de un suelo se proponen los coeficientes de uniformidad y de curvatura (coeficientes de Allen Hazen) .

El coeficiente de uniformidad, C_u , se define como :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Siendo:

D_{60} : tamaño tal que 60% del suelo , sea igual o menor

D_{10} : tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo
(llamado por Hazen diámetro efectivo)

El coeficiente de curvatura, C_c , se define por :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Siendo D_{30} de significado análogo a D_{60} y D_{10} .

La variación del coeficiente de curvatura entre 1 y 3 define suelos bien graduados, mientras que suelos con coeficiente de uniformidad menor de 3 se consideran muy uniformes .

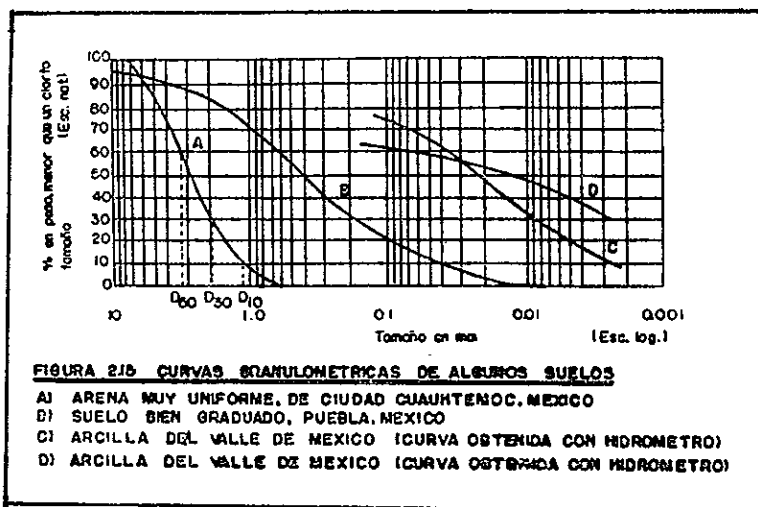
2.7.2 D) Límites de consistencia .

Límite líquido.

Su determinación se basa en el uso de la llamada Copa de Casagrande, un recipiente de dimensiones y peso estandarizados en que se coloca el suelo y se le hace una ranura en forma trapecial de dimensiones normalizadas (figura 2.16).

TABLA 2.7

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA No. 4		MATERIAL QUE PASA LA MALLA No 4	
Número	Abertura (mm)	Número	Abertura (mm)
3"	76.2	No. 10	2.000
2"	50.8	No. 20	0.840
1"	25.4	No. 40	0.420
3/4"	19.05	No. 60	0.250
1/2"	12.70	No. 100	0.149
3/8"	9.52	No. 200	0.149
No. 4	4.76		
Charola	-	Charola	-



Para la realización de la prueba se requiere una muestra de suelo con la mayor proximidad a sus condiciones in situ por lo que respecta al contenido de agua. Esta muestra no deberá haber sufrido secado posterior a la extracción.

Se toman unos 100 gr. de suelo húmedo y se mezclan con una espátula hasta formar una pasta suave y uniforme. Si es necesario se añade agua destilada hasta alcanzar la consistencia deseada. Después se coloca una porción de la pasta en la Copa de Casagrande con un espesor aproximado de 1 cm. Se hace la ranura de unos 4 cm de longitud. Se acciona el aparato a razón de dos golpes por segundo hasta que la parte inferior del talud de la ranura se cierre 1.27 cm (0.25"). Se mezcla nuevamente el suelo y se repite el procedimiento hasta obtener 2 determinaciones con diferencia máxima de un golpe. Inmediatamente se obtiene el contenido de agua de unos 10 gr. de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada .

Se repite el todo procedimiento variando el contenido de agua del suelo agregando agua por goteo o secando por remoldeo para provocar evaporación. No debe someterse a una evaporación brusca. Es necesario obtener cuatro determinaciones cuyo número de golpes este comprendido entre 10 y 35.

Una vez obtenidos los contenidos de agua para los diferentes ensayos se procede al trazo de la curva de fluidez, colocando en el eje de las ordenadas los contenidos de agua en escala natural y en el eje de las abscisas los números de golpes en escala logarítmica. La curva se considera aproximadamente una línea recta entre los 10 y 35 golpes cuya ecuación es:

$$w = -F_w \log N + C$$

donde:

w : Contenido de agua, como porcentaje del peso seco.

F_w : Índice de fluidez, pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica.

N : Número de golpes.

C : Constante igual a la ordenada de la abscisa de 1 golpe; se calcula prolongando el trazo de la curva.

Entonces, el límite líquido (LL) se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm. (0.5") con 25 golpes en la copa. El límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 25 gr./cm². La figura 2.17 indica la forma de determinar el límite líquido en la curva de fluidez.

Límite plástico.

El límite plástico (LP) se define como el contenido de agua en el momento en que se rompe en fragmentos de 1.0 cm. Una muestra de suelo rolada hasta 3 mm (1/8") de diámetro con la palma de la mano y una superficie lisa.

La muestra se prepara de manera idéntica a la empleada para determinar el límite líquido; se mezclan unos 10 gr. de suelo húmedo que se rolará sobre una placa de vidrio con la base del dedo pulgar hasta alcanzar un diámetro de 3 mm. Este procedimiento se repite hasta que se presenten en el cilindro de suelo señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro citado; es entonces cuando se determinará el contenido de agua de la muestra ensayada. Todo el procedimiento se repite dos veces más hasta obtener tres valores. El límite plástico del suelo será el promedio de los tres resultados que para efectos de comprobación no deberán variar en mucho.

Límite de contracción.

El límite de contracción (LC) se define como el contenido de agua necesario para saturar un suelo contraído por secado. La muestra se prepara en la forma ya conocida.

Se coloca una muestra cuyo contenido de agua sea cercano al límite plástico en un anillo calibrado evitando el dejar burbujear. Se deja secar a temperatura ambiente hasta que la muestra pueda retirarse del anillo. Una vez retirada se somete a secado en horno por espacio de 24 hr. Ahora se engrasan las caras de la pastilla de suelo usando lija, teniendo cuidado en perder cantidades no apreciables de suelo. Se mide con un vernier para conocer su volumen (V_m) y se pesa (W_m). Se determina la densidad de sólidos y se sustituyen los valores obtenidos en la formula:

$$LC (\%) = \frac{\gamma_w V_m}{W_s} - \frac{1}{S_s} \quad ; \quad \gamma_w = \text{peso volumétrico del agua}$$

De los resultados que se obtienen en la determinación de los límites de consistencia se pueden encontrar los valores de los índices de plasticidad, de fluidez, de contracción, de liquidez y de la actividad de un suelo. Los valores obtenidos con estas correlaciones deberán emplearse solamente con fines de análisis y diseño preliminar y no podrán tomarse como valores de diseño definitivo.

Tales límites de consistencia se deberán obtener en todas las muestras que se someten a pruebas de consolidación o expansión y a pruebas triaxiales. La clasificación de los suelos según sus límites de consistencia se basa en el empleo de la carta de plasticidad que relaciona el límite líquido, que se dibuja en la abcisas y el índice de plasticidad, que se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, que se gráfica en las ordenadas. Dicha carta se divide en cuatro zonas principales por medio de dos rectas: la primera con una ecuación $I_p = 0.73 (WL - 20)$ y la segunda definida por la ecuación $WL = 50$. A cada una de estas zonas les corresponden suelos con diferentes características de compresibilidad (ver figura 2.17.a).

2.7.2 E) Peso volumétrico.

Para determinar el peso volumétrico de un suelo en el laboratorio se requiere de una muestra obtenida con el método de labrado en muestras inalteradas.

El procedimiento consiste en labrar una muestra de suelo con una forma geométrica regular en un ambiente húmedo. Se miden las dimensiones de la muestra labrada de la manera más exacta posible, con lo que se conocerá el volumen de esta (V_m).

Se obtiene el peso de la muestra (W_m).

El peso volumétrico de la muestra se calcula con el empleo directo de fórmulas:

$$\gamma_m = \frac{W_s}{V_m}$$

El peso volumétrico seco esta dado por la expresión:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Y el peso volumétrico saturado se define como:

$$\gamma' = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

En la tabla 2.8 se presentan algunos valores comunes del peso volumétrico seco y en estado natural para algunos suelos.

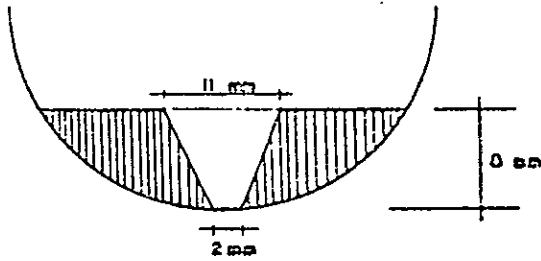


FIGURA 2.16 DIMENSIONES DE LA RANURA DE LA COPA DE CASAGRANDE.

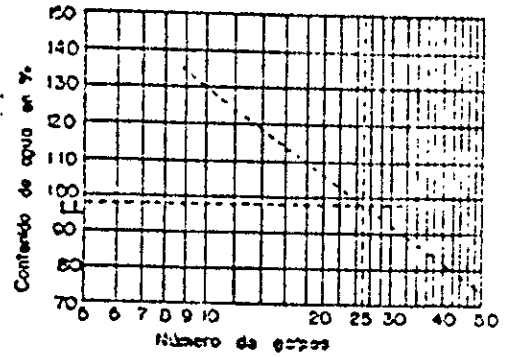


FIGURA 2.17 DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO EN LA CURVA DE FLUIDEZ

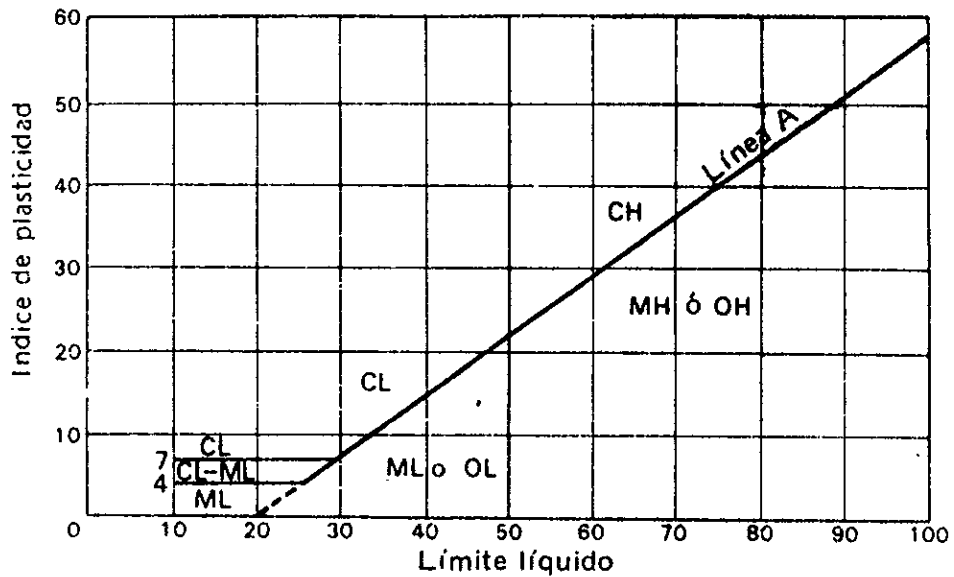


Figura 2.17a Diagrama de Plasticidad

Descripción		Peso volumétrico Kg/cm ³	
		γ_d	γ_m
Arena uniforme	Suelta	1,430	1,890
	Densa	1,750	2,090
Arena bien graduada	Suelta	1,650	2,020
	Densa	2,120	2,320
Limo	Baja plasticidad	1,380	1,870
	Alta plasticidad	850	1,540
Arcilla inorgánica	Blanda	1,220	1,770
	Dura	1,690	2,070
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	930	1,580
	Alto contenido de materia orgánica	680	1,430
Bentonita	Blanda	430	1,270

TABLA 2.8 VALORES TÍPICOS DEL PESO VOLUMÉTRICO SECO Y NATURAL PARA DIFERENTES SUELOS

2.7.2 F) Relación de vacíos.

Se conoce como relación de vacíos o índice de poros a la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos de un suelo. Se presenta por e :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Teóricamente varía de 0 hasta ∞ , aunque en la practica es difícil hallar valores menores a 0.25 (arenas muy compactas con finos) y mayores de 15 en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

El procedimiento a seguir en el laboratorio para la determinación de esta es el siguiente: de una muestra natural se determina su volumen (V_m). Se sujeta a un proceso de secado en horno y posteriormente se obtiene su peso (W_m). Aplicando la expresión que define la densidad de sólidos.

$$S_s = \frac{W_s}{V_s} ,$$

de donde se conoce V_s ;

$$V_s = \frac{W_s}{S_s}$$

Y como $V_v = V_m - V_s$ se tiene:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_m - V_s}{V_s} = \frac{V_m S_s^{-1}}{W_s}$$

El procedimiento para obtener V_m , W_s y S_s ya ha quedado indicado.

2.7.3 Propiedades mecánicas.

Las propiedades mecánicas de los suelos dependen de dos aspectos fundamentales: la deformabilidad y la resistencia al corte. Los valores en que intervienen estos parámetros se obtienen de dos pruebas básicamente: la prueba de consolidación y las pruebas de resistencia al corte; y en menor importancia la prueba de permeabilidad.

2.7.3 A) Permeabilidad.

El flujo de agua a través de medios porosos, de gran interés en la mecánica de suelos, está gobernado por una ley descubierta por Henri Darcy en 1856. Darcy investigó las características del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos.

En una dimensión, el agua fluye a través de un suelo totalmente saturado, de acuerdo con la ley empírica de Darcy:

$$q = Aki \quad \text{ó}$$

$$v = \frac{q}{A} = Ki$$

donde:

q = volumen de agua que fluye por unidad de tiempo

A = área de sección de corte de suelo correspondiente al flujo q

K = coeficiente de permeabilidad

i = gradiente hidráulico

v = velocidad de descarga

La unidad del coeficiente de permeabilidad es la de una velocidad (m/s)

El coeficiente de permeabilidad depende fundamentalmente del tamaño promedio de los poros, los que a su vez dependen de la distribución de dimensiones de partículas, forma de las mismas y estructura del suelo. En general cuanto más pequeñas la partículas, menor la dimensión media de los poros, e inferior el coeficiente de permeabilidad.

Hay varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos "directos", así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros "indirectos", proporcionados, en forma secundaria, por la pruebas técnicas que primariamente persiguen otros fines. Estos métodos son los siguientes:

a) Directos:

1. Permeámetro de carga constante.
2. Permeámetro de carga variable.
3. Prueba directa de los suelos en el lugar.

b) Indirectos:

1. Cálculo a partir de la curva granulométrica.
2. Cálculo a partir de la prueba de consolidación.
3. Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad.

Se puede determinar el coeficiente de permeabilidad de suelos de grano grueso, por medio de la prueba de permeabilidad de carga constante (figura 2.18a). Se coloca la muestra de tierra, a la densidad adecuada, en un cilindro de perspex o acrílico, de sección de corte de área **A**; el espécimen descansa sobre un filtro grueso o una malla de alambre. A través del suelo se mantiene un flujo vertical constante de agua, bajo una carga total uniforme, y se mide el volumen de agua que fluye unidad de tiempo (**q**). La presencia de derivaciones a los lados del cilindro, permiten medir el gradiente hidráulico (**h/l**). Entonces de la ley de Darcy:

$$K = \frac{ql}{Ah}$$

Se debe efectuar una serie de mediciones, cada uno de distinto valor de flujo. Antes de iniciar la prueba, se aplica vacío al espécimen para asegurar que el grado de saturación bajo flujo será cercano al 100%.

Para suelos de grano fino, hay que recurrir a la prueba de permeabilidad de carga variable (figura 2.18b). En el caso de suelos de grano fino , normalmente se prueban especímenes no perturbados; como cilindro de prueba, se puede usar el mismo tubo de obtención de la muestra. La longitud del espécimen es **l**, y el área de sección de corte es **A**. En cada extremo de la muestra se coloca un filtro grueso, y a la parte superior del cilindro se le conecta una columna reguladora de área interna **a**. El agua fluye hacia un depósito de nivel constante. La columna reguladora esta llena de agua y se mide el tiempo (**t₁**) que necesita el nivel de agua (con relación al nivel de agua del depósito), para caer de **h₀** a **h₁**. A cualquier tiempo intermedio **t**, el nivel de agua en la columna reguladora está dado por **h** y su velocidad de cambio, por **-dh/dt**. Al tiempo **t**, la diferencia en carga total desde el tope al fondo del espécimen, es **h**. Aplicando la ley de Darcy:

$$-a \frac{dh}{dt} = Ak \frac{h}{l}$$

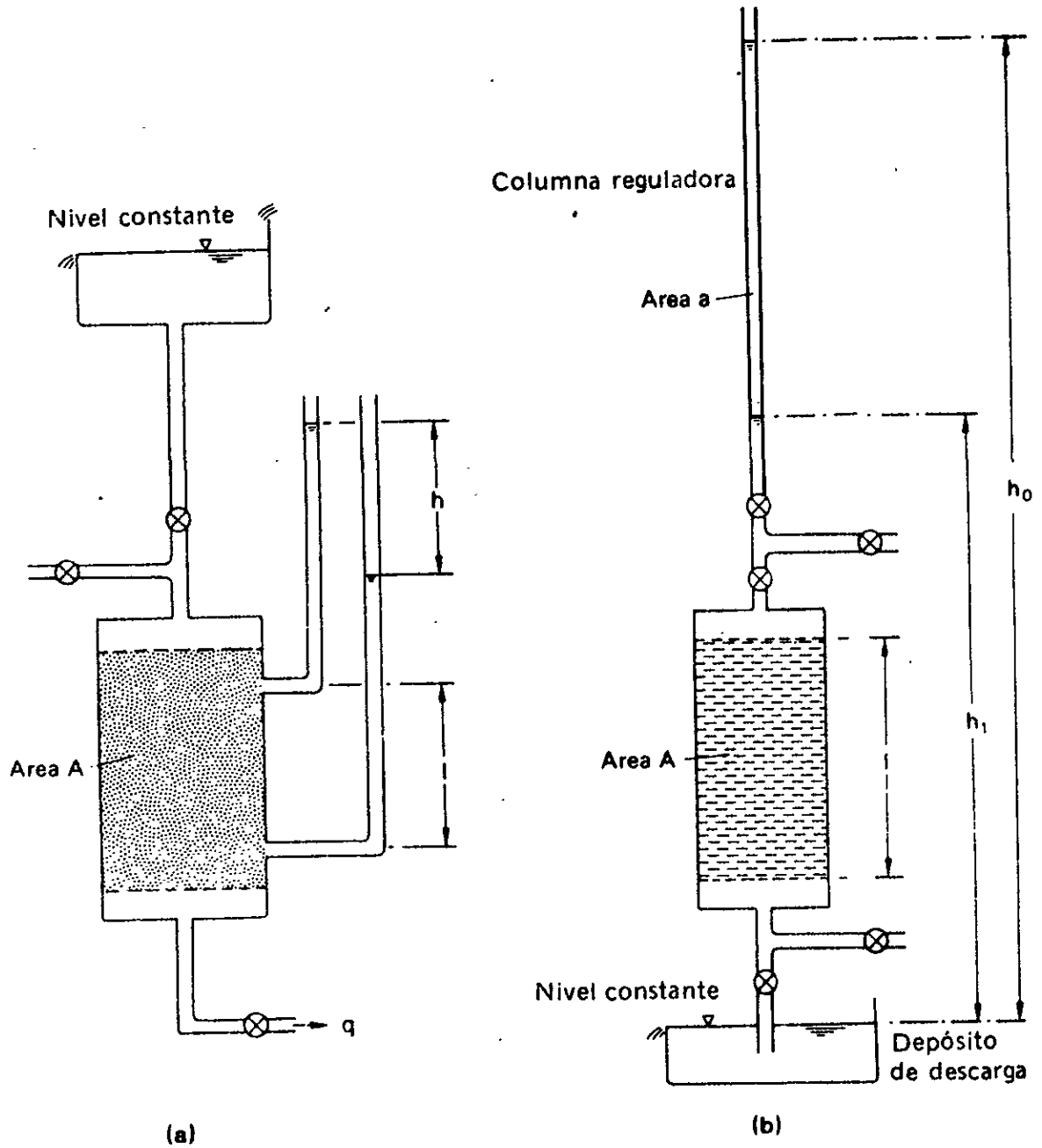


Figura 2.18 Pruebas de permeabilidad de laboratorio: (a) carga constante, (b) carga variable

$$-a \int_{h_0}^{h_1} dh/h = Ak/l \int_0^{t_1} dt$$

$$K = (Al / At_1) \text{Ln } h_0 / h_1$$

$$= 2.3 \frac{al}{At_1} \log h_0 / k_1$$

Nuevamente, deben tomarse precauciones para asegurar que el grado de saturación se mantiene cercano al 100%. Deben efectuarse una serie de pruebas, para la distintos valores de h_0 y h_1 , y/o columnas reguladoras de varios diámetros.

2.7.3 B) Consolidación.

La consolidación es un proceso en el que el volumen de la muestra de suelo disminuye en un tiempo determinado, debido al aumento de cargas sobre el suelo.

Las pruebas de consolidación sirven para determinar la velocidad y magnitud de los cambios volumétricos de un suelo. Para ello se requieren muestras inalteradas de dimensiones variables entre 7 y 10 cm de diámetro y de 1 a 2.5 cm de altura. La prueba puede llevarse a cabo en un consolidómetro de anillo fijo (figura 2.19) o en uno de anillo flotante (figura 2.20, llamado así porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo), siendo este último el de mayor uso en la actualidad.

La muestra se coloca en el interior de un anillo metálico cerrado de modo que queda confinada lateralmente. El anillo se coloca entre dos piedras porosas de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el de diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca dentro de la cazuela del consolidómetro (figura 2.20).

Mediante el marco de carga esquematizado en la figura 2.20, se comienza a aplicar carga axial a la muestra, que se reparte uniformemente en toda su área con el dispositivo integrado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Como resultado de la aplicación de la carga el agua tiende a salir de la muestra a través de las piedras porosas. Las deformaciones del suelo se miden con un extensómetro montado en el marco de carga móvil y conectado a la cazuela fija. Las cargas se van incrementando, permitiendo que cada incremento se desarrolle por un lapso suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se toman las lecturas del extensómetro para conocer la deformación experimentada por la muestra a diferentes tiempos. Con los valores de estas lecturas se dibujan las curvas de consolidación correspondientes a cada incremento de carga aplicado (figura 2.21), graficándose en el eje de las abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y en el eje de las ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural.

Cuando el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos se sitúa por debajo de la inicial, y puede determinarse en base a los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. De este modo, para cada incremento de carga aplicado se tiene un valor de relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre la muestra. Así, una vez aplicados todos los incrementos de carga se tendrán valores para graficar las curvas llamadas de compresibilidad; los valores de la presión actuante se colocan en el eje de las abscisas, en escala logarítmica, en tanto que los correspondientes de la relación de vacíos se colocan en el eje de las ordenadas, en escala natural (figura 2.22).

En una curva de compresibilidad se identifican tres ramas (figura 2.22); el tramo A es llamado "rama de recompresión", es un tramo curvo de concavidad hacia abajo y alcanza su máxima curvatura en la proximidad de su unión con el tramo B. El tramo B, llamado "rama virgen", es el de mayor pendiente, casi recto y con el se llega al final de la etapa de carga de la prueba, ya que el máximo incremento de la carga corresponde a la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto comienza la etapa de descarga, ahora aplicando a la muestra cargas decrecientes durante un tiempo suficiente para que la velocidad de deformación sea prácticamente nula. Si bien la muestra no llega de nuevo al valor de su relación de vacíos inicial, si experimenta una recuperación. El tramo C corresponde a esta etapa de descarga y se llama "rama de descarga".

En una prueba normal de consolidación puede someterse la muestra a un solo ciclo de carga y descarga (figura 2.22) o bien a varios ciclos de carga y descarga (figura 2.23).

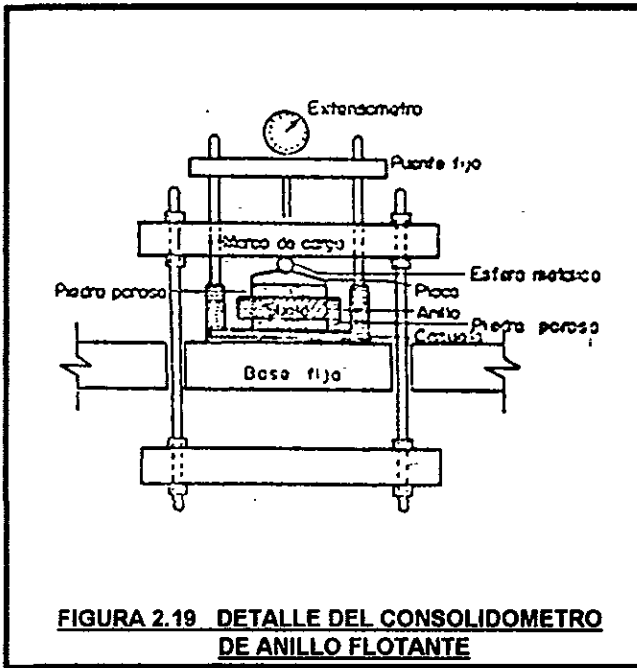


FIGURA 2.19 DETALLE DEL CONSOLIDOMETRO DE ANILLO FLOTANTE

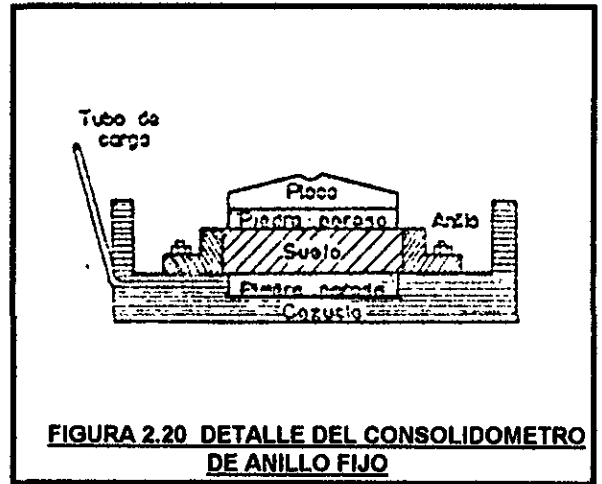


FIGURA 2.20 DETALLE DEL CONSOLIDOMETRO DE ANILLO FIJO

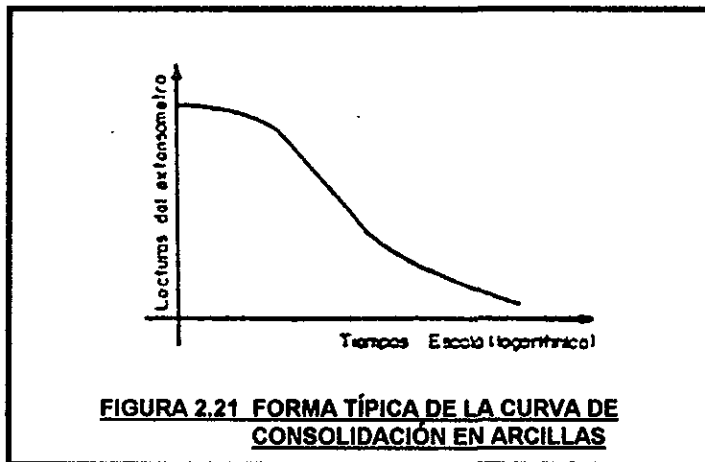


FIGURA 2.21 FORMA TÍPICA DE LA CURVA DE CONSOLIDACIÓN EN ARCILLAS

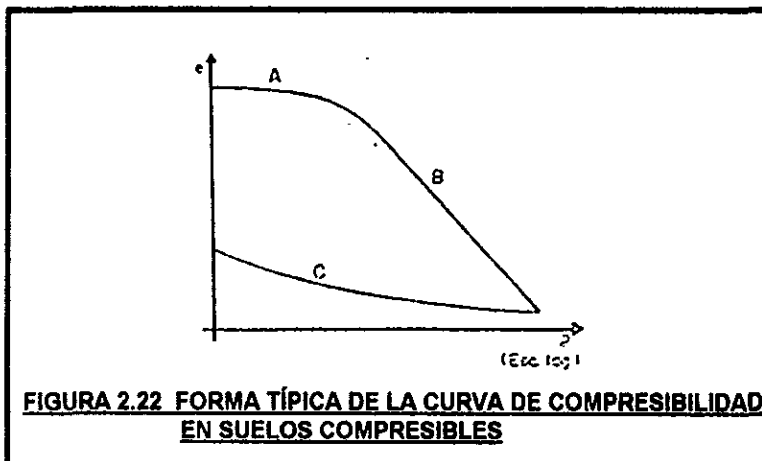


FIGURA 2.22 FORMA TÍPICA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD EN SUELOS COMPRESIBLES

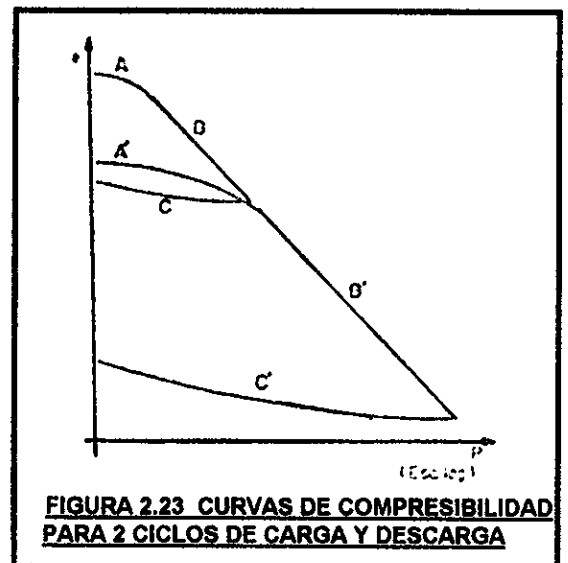


FIGURA 2.23 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD PARA 2 CICLOS DE CARGA Y DESCARGA

2.7.3 C) Resistencia al corte.

La ecuación fundamental que define la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se basa en dos parámetros que caracterizan las condiciones que presenta el suelo: uno debido a la cohesión y otro debido a la fricción interna, así se tiene que:

$$S = c + \sigma' \operatorname{tg}\phi$$

Donde S es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, σ' no es la presión debida al esfuerzo total, sino la presión efectiva, o sea, $\sigma' = \sigma - U_p$, y C y ϕ son los parámetros de resistencia al corte en función del esfuerzo normal efectivo.

Para determinar la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (ϕ) puede recurrirse a alguno de los ensayos siguientes:

- corte directo
- compresión simple
- ensaye triaxial

En estas pruebas se emplean probetas de muestras inalteradas de dimensiones entre 7 a 3.5 cm de diámetro y 20 a 9 cm de altura.

Prueba de corte directo.

Generalmente se efectúa en suelos predominantemente friccionantes. El dispositivo para efectuar esta prueba consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen al espécimen de suelo (figura 2.24), si se prueban muestras saturadas se colocan dos piedras porosas para permitir el drenaje libre, si se tienen muestras secas las piedras porosas se sustituyen por simples placas de confinamiento.

El marco móvil permite aplicar una fuerza rasante que hace fallar la muestra a lo largo de un plano bien definido. Además, el dispositivo permite ejercer una presión normal al plano de falla, σ . Así, la deformación de la muestra se mide en extensómetros tanto en dirección horizontal como vertical.

Con los resultados de la prueba se dibujan gráficas como las mostradas en la figura 2.25a, para calcular los valores de la relación τ / σ correspondiente a la deformación sobre el plano de falla.

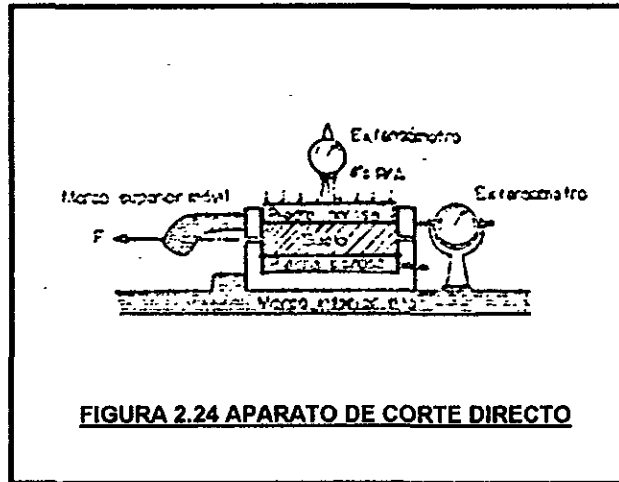


FIGURA 2.24 APARATO DE CORTE DIRECTO

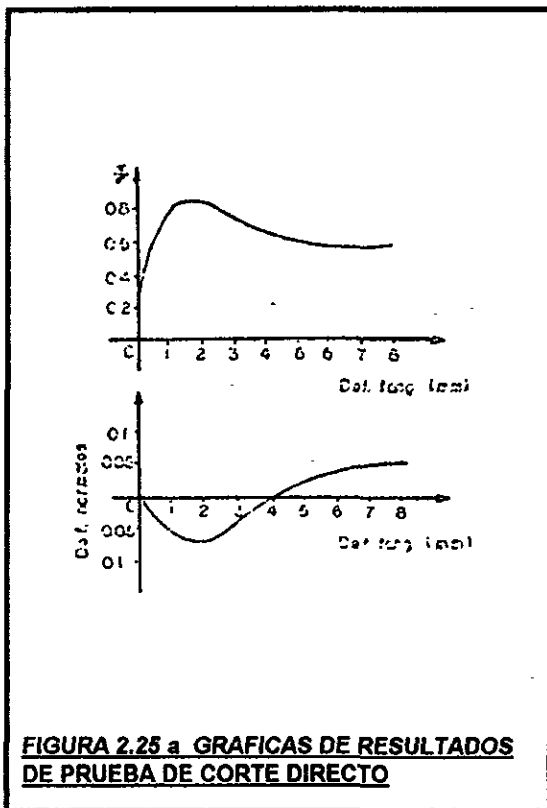


FIGURA 2.25 a GRAFICAS DE RESULTADOS DE PRUEBA DE CORTE DIRECTO

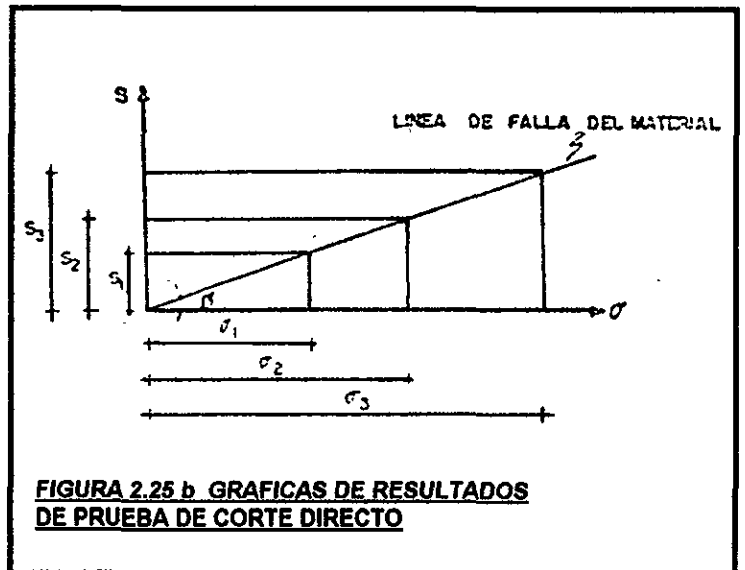


FIGURA 2.25 b GRAFICAS DE RESULTADOS DE PRUEBA DE CORTE DIRECTO

Hay dos formas de realizar la prueba: por esfuerzo controlado y por deformación controlada. En el primer caso se aplican valores fijos de la fuerza tangencial al aparato, fijando así el valor del esfuerzo aplicado, mientras que en el segundo caso la velocidad de deformación es constante y la fuerza actuante se conoce directamente en la báscula de la máquina que la aplica.

Efectuando varias pruebas variando la presión normal pueden trazarse puntos en la gráfica $\sigma - S$ con los valores de las presiones normales y los esfuerzos tangenciales máximos de cada prueba; la unión de estos definirá la línea de falla del material (figura 2.25 b).

Pese a su simplicidad, el inconveniente más importante de la prueba radica en la imposibilidad de controlar las condiciones de drenaje, por lo que solamente se puede determinar el esfuerzo normal total.

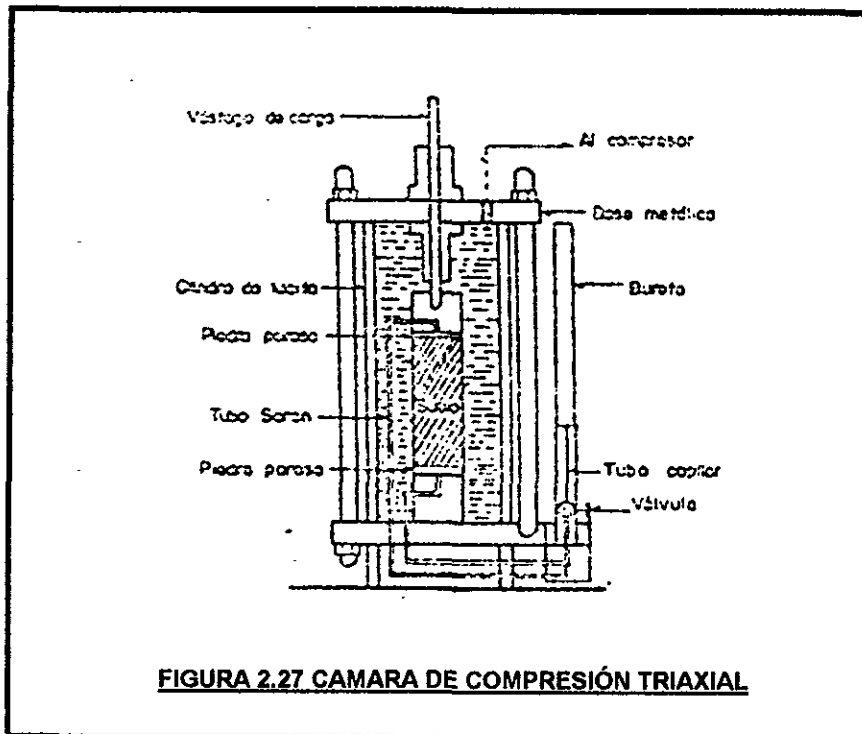
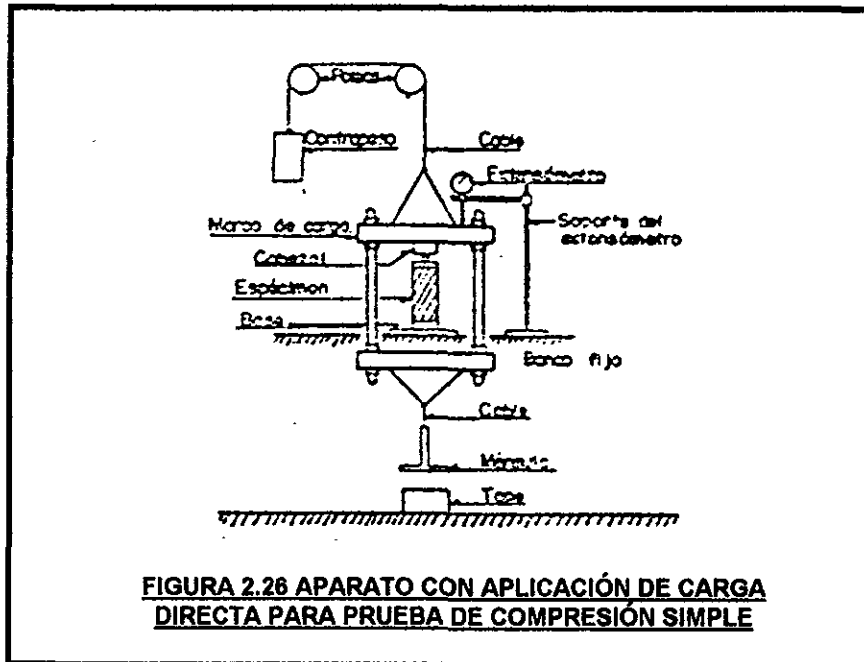
Prueba de compresión simple.

Esta prueba es muy empleada en trabajos de rutina, por su fácil realización y necesidades de equipo sencillo. Sin embargo, solo es posible efectuarse en suelos que tengan una cierta cohesión que permita el labrado de las muestras.

La prueba consiste en llevar a la falla un espécimen aplicando un esfuerzo axial a la muestra por medio de un dispositivo como el de la figura 2.26. Si se hace por esfuerzo controlado, se aplica carga axial a la probeta incrementándose gradualmente hasta que falle, obteniéndose la deformación ocurrida con cada incremento de carga original. Si se hace por deformación controlada, la muestra estará sujeta a una velocidad de deformación especificada y se obtendrá la carga que resiste la probeta en un intervalo de tiempo prefijado y la deformación total.

Pruebas triaxiales.

Son las más usadas para determinar las características de esfuerzo - deformación y de resistencia de los suelos. Las probetas cilíndricas de suelo, protegidas por una membrana impermeable, se sujetan a presiones laterales de agua. La muestra se confina dentro de una cámara cilíndrica y hermética con base metálica (figura 2.27). En las superficies superior e inferior de la muestra se colocan piedras porosas que se comunican con un bureta exterior. Un compresor comunicado a la cámara proporciona la presión ejercida por el agua de la cámara. La carga axial se transmite a la muestra mediante un vástago que atraviesa la base superior de la cámara. Así, el agua ejercerá una presión hidrostática que producirá esfuerzos principales iguales en todas direcciones sobre la muestra, además del esfuerzo transmitido a las bases de esta por el vástago de carga.



En general, las pruebas triaxiales se llevan a cabo en dos etapas. En la primera se somete a la muestra a la presión de cámara (σ_c) y puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas (figura 2.27). En la segunda etapa la muestra se somete a esfuerzos cortantes aplicando presión variable a través del vástago, ejerciéndose así esfuerzos principales que no son iguales entre sí. En esta segunda etapa también puede o no permitirse el drenaje; aunque solo se justifica si la primera etapa fue drenada, en caso contrario, no tiene objeto drenar durante la segunda etapa.

En función de las condiciones de drenaje que se establezcan para la prueba, las pruebas triaxiales se clasifican en:

*** Prueba lenta (Consolidada - Drenada, CD).**

Los esfuerzos aplicados en esta prueba son efectivos. En la primera etapa se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), permaneciendo abierta la válvula de drenaje durante toda la prueba y dejando transcurrir el tiempo necesario para que la muestra se consolide bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores las tomarán las partículas sólidas del suelo, o sea, se producen esfuerzos efectivos, en tanto que las presiones neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática.

En la segunda etapa se comienza a aplicar carga axial incrementándose gradualmente hasta que la muestra falle. Cada incremento se mantiene el tiempo necesario para que las presiones en el agua en exceso de la hidrostática se disipen completamente.

*** Prueba rápida - consolidada (Consolidada - no drenada, CU).**

Durante la primera etapa la muestra se consolida, en primer termino, por efecto de la presión hidrostática σ_c manteniéndose la válvula de drenaje abierta, hasta que el esfuerzo σ_c llegue a ser efectivo actuando sobre las partículas sólidas del suelo. En seguida se hace fallar la muestra con un rápido incremento de carga axial de modo que no haya lugar a un cambio de volumen. No debe permitirse ninguna consolidación adicional durante la aplicación de la carga axial, por lo que la válvula de drenaje debe cerrarse. Aunque una vez cerrada la válvula de salida del agua de las piedras porosas a la bureta, la carga axial puede ser aplicada a una velocidad cualquiera, dicha velocidad si influye en la resistencia del suelo pese a ya no existir drenaje.

*** Prueba rápida (No consolidada - No drenada, UU).**

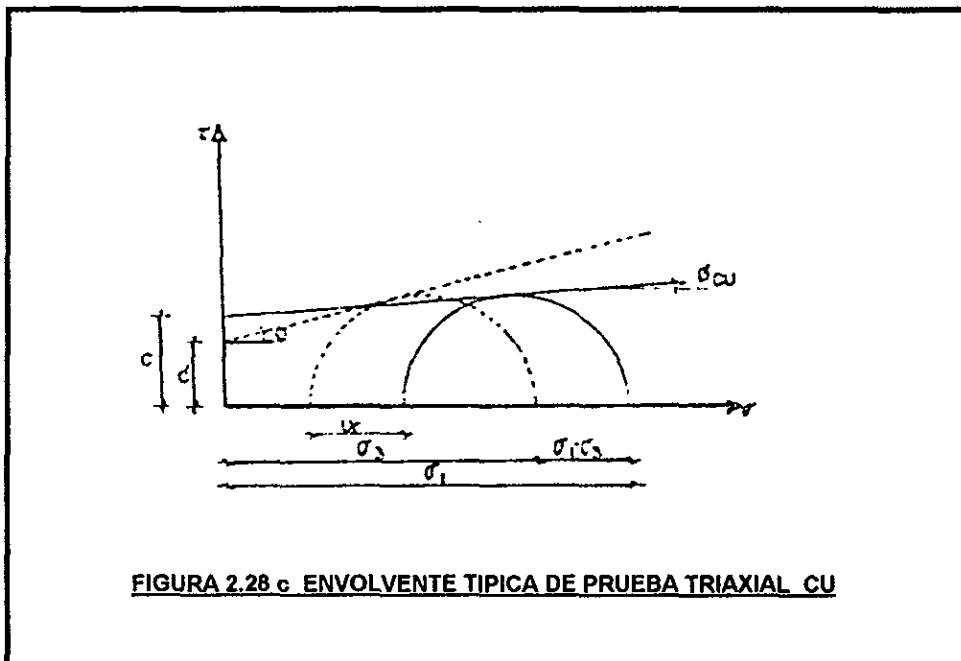
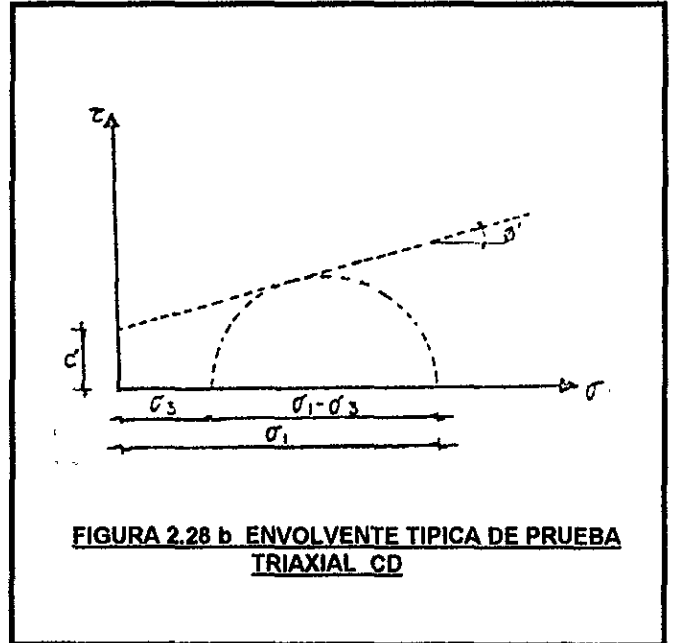
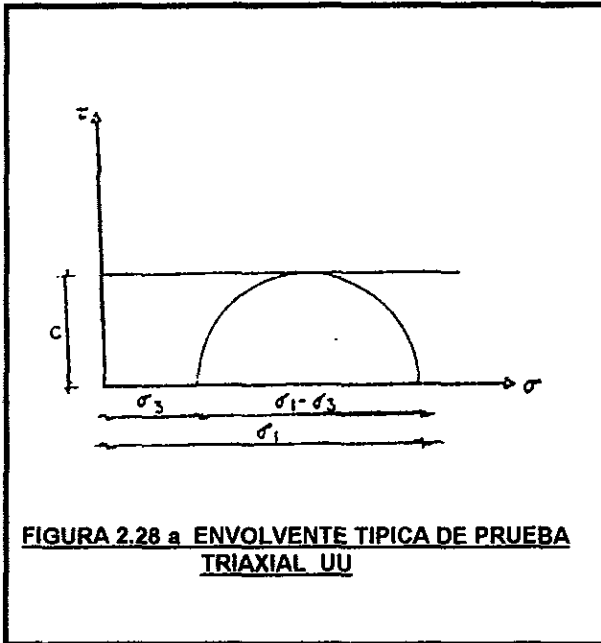
Esta prueba se lleva a cabo con la válvula de drenaje cerrada en ambas etapas, por lo que, en ningún momento, la muestra de suelo puede consolidarse. Durante la primer etapa la muestra se sujeta a la presión hidrostática del agua de la cámara e inmediatamente el suelo se lleva a la falla con la aplicación de la carga axial, complementándose con ello la segunda etapa de la prueba.

En esta prueba los esfuerzos efectivos al igual que su distribución no se determinan con exactitud.

Durante las pruebas se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical, la velocidad de deformación y - de acuerdo al tipo de prueba - la presión de poro, el volumen de agua drenada y el tiempo empleado en el ensaye.

Con los datos obtenidos de varias pruebas con especímenes de una misma muestra se puede calcular la envolvente de resistencia correspondiente. Dependiendo del tipo de prueba este cálculo presenta características especiales, además de influir también el suelo a probar (suelos normalmente consolidados, preconsolidados, parcial o totalmente saturados, etc.)⁽¹⁾. En las figuras 2.28a - 2.28c se observan los resultados típicos para cada tipo de las pruebas triaxiales más frecuentes.

⁽¹⁾. JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ, MECÁNICA DE SUELOS TOMO 1, CAPITULO XII Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.



CAPITULO 3

Características y propiedades del
subsuelo en el predio de interés

3. Características y propiedades del subsuelo en el predio de interés.

El sitio donde se construirá el Corporativo Montes Urales III se localiza dentro del perímetro de la delegación Miguel Hidalgo del Distrito Federal.

De acuerdo con la zonificación geotécnica del Área Urbana del Valle de México, el sitio de interés se localiza al poniente de la Ciudad en la zona denominada de Lomas, que ha sido descrita anteriormente⁽¹⁾. El subsuelo de esta zona se caracteriza por la poca profundidad a que se encuentran los depósitos firmes. Es la zona mejor definida en cuanto a propiedades físicas y mecánicas se refiere; sin embargo, como ha quedado asentado, la realización de un programa de exploración y muestreo adecuado permitirá conocer con mayor exactitud las características del lugar en cuestión, lo que garantizará el correcto diseño de la estructura de cimentación y su procedimiento constructivo.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más apropiado para la estructura proyectada, establecer el procedimiento constructivo de la misma y de la excavación que alojará a los sótanos, se llevó a cabo un estudio de mecánica de suelos consistente en exploración y muestreo del subsuelo y pruebas de laboratorio.

En este capítulo se presenta el desarrollo de los puntos contemplados en el estudio de mecánica de suelos, los resultados de este y el análisis de los mismos.

3.1 Antecedentes.

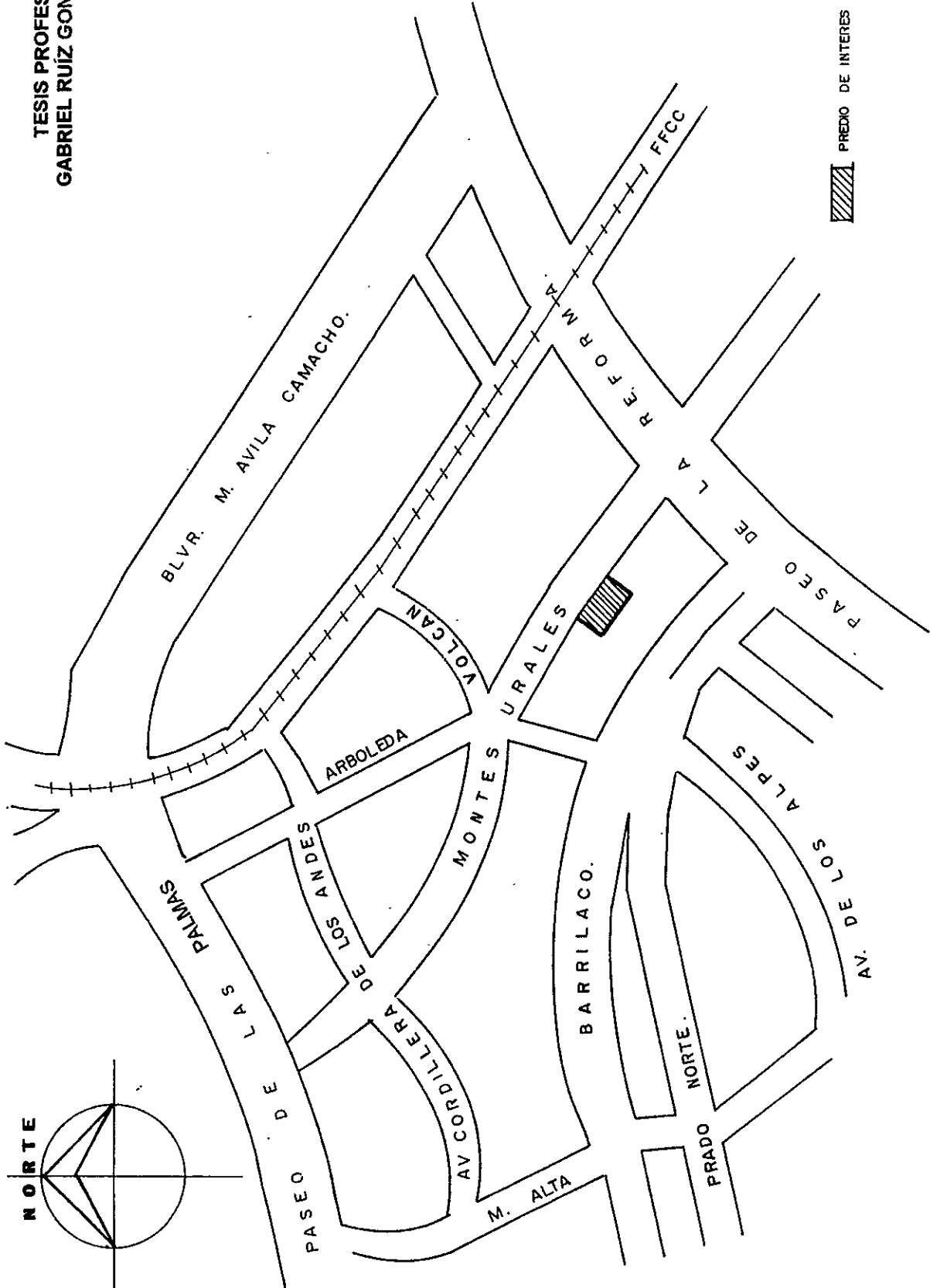
Se proyecta la construcción de un edificio de oficinas en los predios ubicados en la calle Montes Urales Nos. 465, 505, y 515, colonia Lomas de Chapultepec, Delegación Miguel Hidalgo, D.F. En la figura 3.1 se muestra la ubicación de los predios.

Los predios de interés son colindantes, tiene un área juntos de 3033.95 m², su superficie es sensiblemente horizontal en la dirección Norte - Sur con un desnivel aproximado de 0.40 m, mientras que en la dirección Oeste - Este la superficie desciende con una pendiente aproximada de 4.7 % presentando desniveles máximos de 2.5 m. Colinda al Oriente con la calle Montes Urales que tiene un nivel de proyecto de 99.13 m; al Norte con un edificio en proceso de construcción, que tendrá cuatro sótanos y cuyo dos niveles de sótano inferior ya se encuentran construidos, cimentado mediante zapatas aisladas y corridas cuyo nivel de desplante se encuentra ubicado a 13.7 m de profundidad con respecto a la banqueta de la calle Montes Urales; al Sur con un predio bardeado y una estructura de dos niveles y al Poniente con tres predios, el de la izquierda es un

(1) CAPITULO I. ZONIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO

LOCALIZACION : MONTES URALES III

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ



CROQUIS DE LOCALIZACION

estacionamiento bardeado con un nivel de piso de 101.63 m, el del centro es una estructura de un nivel y un jardín con una cota de piso 102.93 m; y con el predio de la derecha colinda con una estructura de dos niveles con una cota de piso de 104.13 m, apoyada sobre una zapata corrida de mampostería a 2.5 m de profundidad. En la figura 3.2 se indican la ubicación de las colindancias del predio.

El proyecto arquitectónico contempla un edificio constituido por planta baja, cuatro niveles superiores y seis sótanos; el último sótano tendrá su nivel de piso terminado aproximadamente a 17.71 m (cota 81.42), con respecto al nivel de banquetta de la calle Montes Urales.

La estructuración del edificio estará resuelta a base de columnas, trabes y losas de concreto planas, con claros máximos entre columnas de 10.55 m; el cuerpo de elevadores estará resuelto a base de muros de carga, en la figura 3.3 se muestra una planta de ejes y columnas.

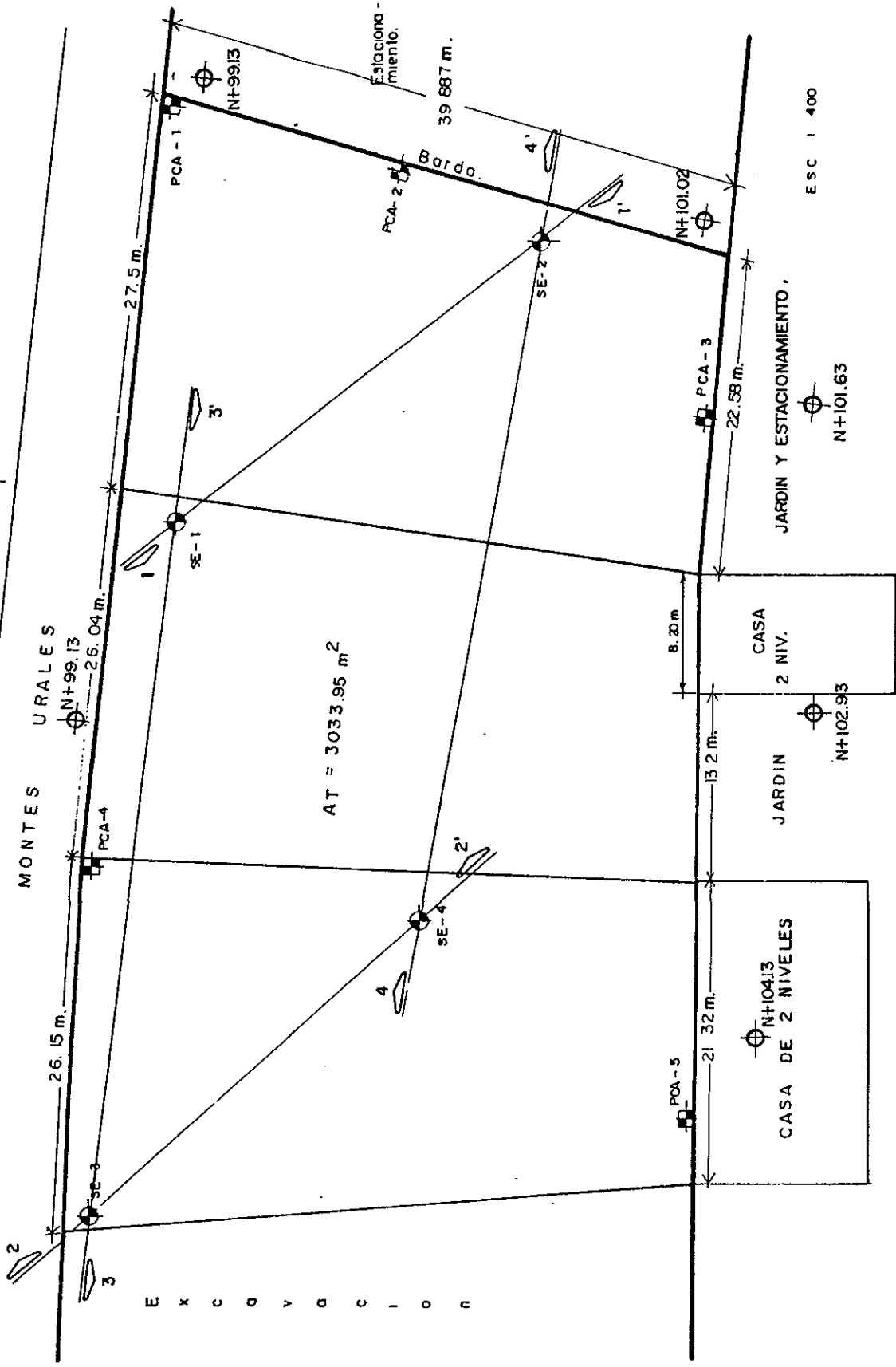
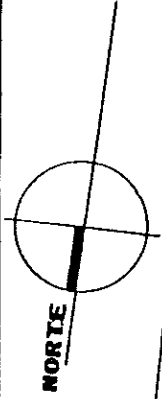
Para conocer las características estratigráficas, físicas y mecánicas del predio de interés se efectuó una investigación preliminar mediante la recopilación de la información disponible del sitio. En 1992 se realizó en el predio de enfrente un estudio de mecánica de suelos para el Corporativo Montes Urales I y en 1993 se realizó la excavación para la construcción de sus sótanos, cuyos resultados y observaciones sirvieron de base para el presente trabajo y se complementaron con más estudios realizados en la zona.

3.2 Muestreo y exploración del subsuelo.

Para conocer las características estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo se realizaron cuatro sondeos de tipo exploratorio a 30 m de profundidad, denominados SE-1 a SE-4 y se excavaron cinco pozos a cielo abierto a 3.0 m de profundidad, denominados PCA - 1 a PCA - 5.

Los sondeos exploratorios se realizaron efectuando la prueba de penetración estándar a cada 60 cm., con la cual se obtuvieron muestras representativas alteradas y que consiste en determinar el índice de resistencia a la penetración estándar de los materiales atravesados, correspondiente al número de golpes necesarios para hincar los 30 cm. intermedios el penetrómetro estándar, mediante un martinete que cae libremente desde 76 cm. de altura. El penetrómetro estándar es un tubo de acero hueco de 3.5 cm. de diámetro interior y 5.1 cm. de diámetro exterior con la punta afilada.

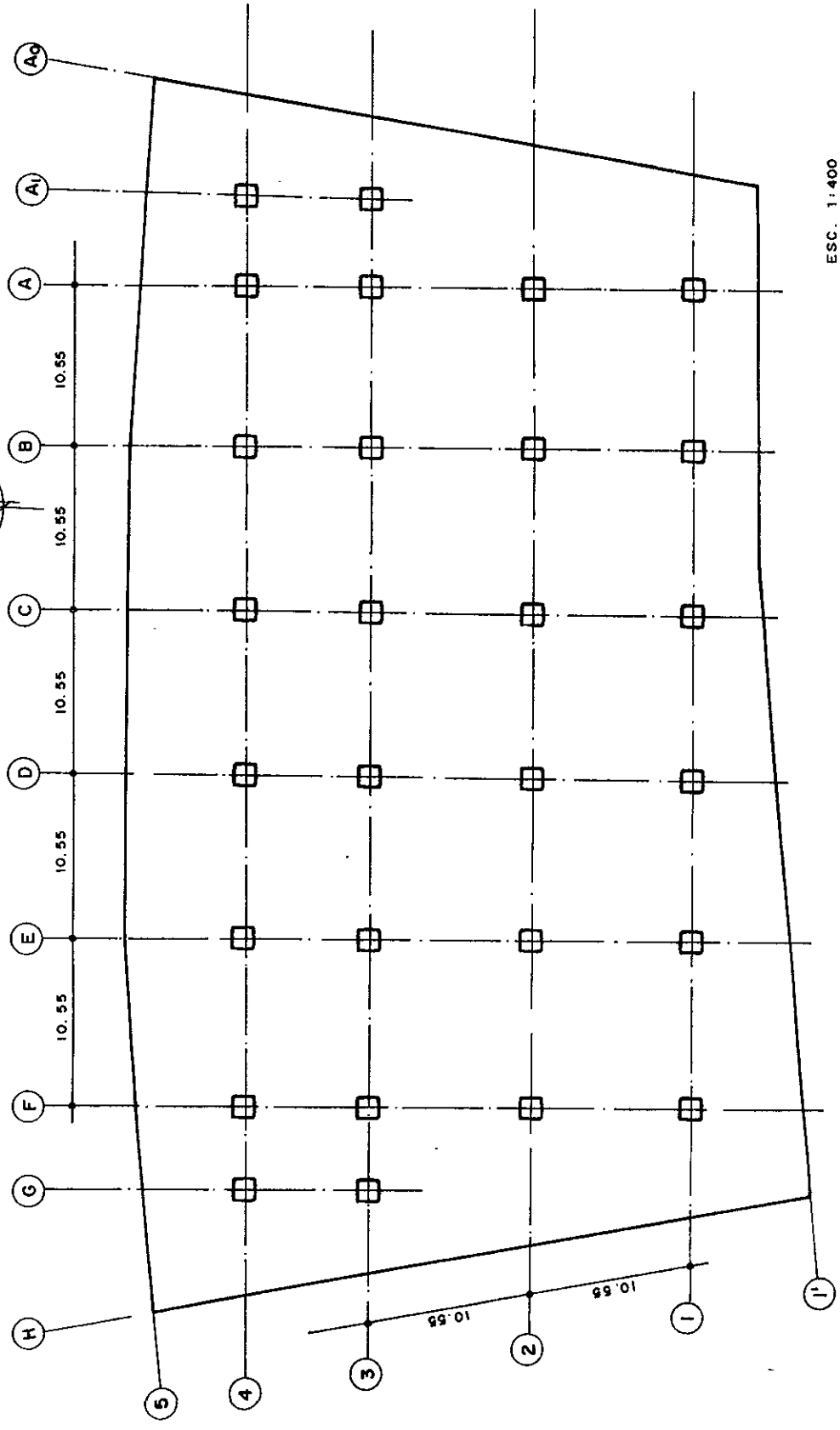
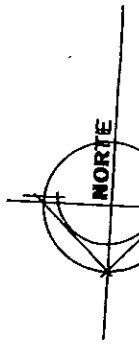
Para conocer las características de los depósitos superficiales del subsuelo se excavaron cinco pozos a cielo abierto, se inspeccionaron sus paredes, determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales empleando técnicas de campo y se señalaron los sitios donde se labraron muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos.



UBICACION DE SONDEOS Y POZOS A CIELO ABIERTO.
 Y LEVANTAMIENTO DE COLINDANCIAS VECINAS .

E
 x
 c
 o
 v
 a
 c
 i
 o
 n

MONTES URALES III



ESC. 1:400

PLANTA DE COLUMNAS

La localización en planta de los sitios donde se efectuaron los sondeos y pozos a cielo abierto se presenta en la figura 3.2 y en la misma figura se presenta el levantamiento del tipo de colindancias existentes.

La información del subsuelo se complemento con dos sondeos de tipo exploratorio a 30.0 m de profundidad y dos pozos a cielo abierto circulares a 20.0 m de profundidad, realizados en el predio de enfrente para el estudio de mecánica de suelos del Corporativo Montes Urales I ; los pozos circulares se realizaron empleando un equipo de perforación de pilas ELZ - BORE modelo 200 montada sobre un camión, con un diámetro de un metro en los cuales se determinó la estratigrafía de sus paredes, mediante la clasificación de los materiales aplicando técnicas de campo y se obtuvieron muestras cúbicas inalteradas y alteradas de los materiales del subsuelo representativos. La localización en planta de los sitios donde se efectuaron los sondeos se presenta en la figura 3.4, además de las características de los depósitos del subsuelo observados durante la construcción del proyecto vecino.

3.3 Pruebas de laboratorio.

A las muestras representativas alteradas, obtenidas con la herramienta de penetración estándar se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- clasificación visual y al tacto en húmedo y en seco.
- contenido natural de agua.
- límites de consistencia en suelos plásticos.
- análisis granulométricos mediante mallas en suelos granulares
- densidad de sólidos.

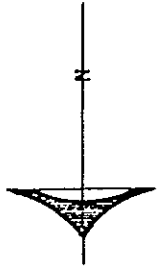
A las muestras cúbicas inalteradas obtenidas de los pozos a cielo abierto excavados, además de las anteriores pruebas, se hicieron:

- compresión axial no confinada.
- compresión triaxial no consolidada - no drenada.
- peso volumétrico natural.

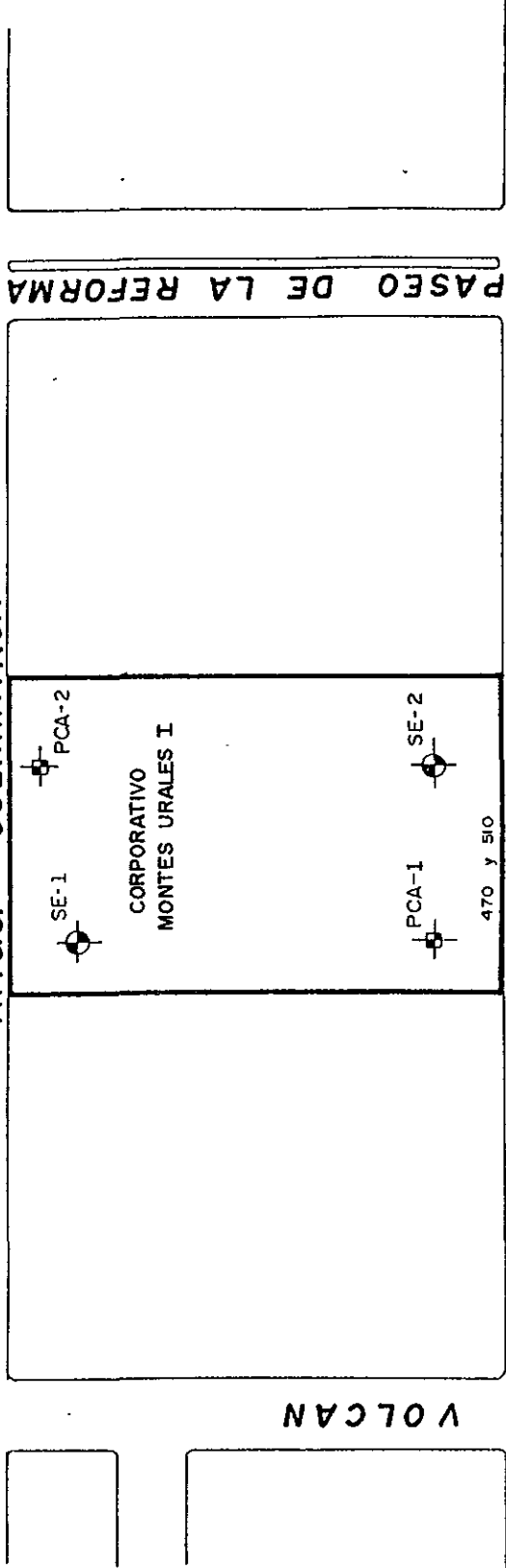
Las pruebas de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Pruebas de Laboratorio de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

En las figuras 3.5 a 3.8 se presentan los perfiles estratigráficos de cada uno de los sondeos realizados, con los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, incluyendo el índice de resistencia a la penetración estándar.

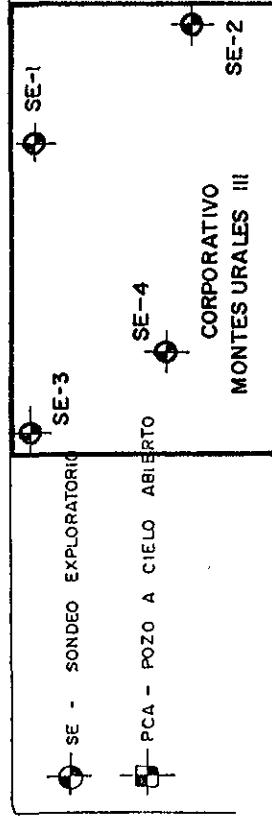
En las figuras 3.9 a 3.11 se presenta la estratigrafía de los pozos a cielo abierto excavados, con los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras cúbicas extraídas.



F.F.C.C. CUERNAVACA



MONTES URALES



LOCALIZACION DEL PREDIO, SONDEOS Y POZOS
A CIELO ABIERTO. DEL CORPORATIVO MONTES URALES I

La ley de resistencia de los materiales ensayados definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondiente a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenido en prueba de compresión triaxial no consolidada - no drenada, se presenta una grafica representativa en la figura 3.12.

Las curvas resultado del análisis granulométrico representativos de algunos materiales arenosos, cribados en un juego de mallas, se ha dibujado en la figura 3.13.

La información del subsuelo se complemento con dos sondeos de tipo exploratorio y dos pozos a cielo abierto circulares realizados enfrente del predio de interés, los cuales se presentan en forma gráfica en las figuras 3.14 a 3.17, incluyendo las pruebas de laboratorio realizadas

3.4 Características estratigráficas y físicas del subsuelo.

En general los materiales que constituyen los depósitos de la Zona de Lomas en la proximidad de los volcanes de que fueron emitidos dan lugar a depósitos en forma de abanico y presentan una estratificación medianamente regular en algunas zonas, en otras más alejadas la estratificación es irregular y lenticular, y se encuentra constituidos por los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de volcanes andesíticos:

- a) Horizonte de cenizas volcánicas de granulometría variable, producidos por erupciones violentas que forman tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros del cráter al ser transportados por nubes ardientes constituidas por expulsión violenta de conos volcánicos de masas de gases a altas temperaturas y materiales piroclásticos finos, que por gravedad descienden hacia las partes bajas depositando los materiales a su paso.
- b) Capas de erupciones pumíticas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.
- c) Lahares, definidos como acumulaciones caóticas de materiales piroclásticos, mezcla de grava, arenas y fragmentos andesíticos, arrastrados lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

El predio de interés se ubica al pie de la Sierra de las Cruces, localizada al Poniente de la Cuenca del Valle de México, conocida como Zona de Lomas, al encontrarse el sitio de interés al pie de la Sierra de las Cruces los depósitos volcánicos característicos de la Zona de Lomas se encuentran interestratificados con depósitos aluviales que fueron formándose en los cauces y en la proximidad de ellas, principalmente en las cercanías con la parte plana del Valle de México. En particular en el sitio de interés subyaciendo a un depósito de tobas volcánicas

que se encuentran hasta una profundidad media de 7.0 m., aproximadamente, se encuentran materiales de arrastre pesado constituido por boleos de aristas redondeadas, con tamaño del orden de 20 a 30 cm., y gravas y gravillas empacadas en arena gruesa con espesor del orden de 3.0 m.; subyaciendo por una capa de espesor entre 1.0 y 2.0 m. De gravas y gravillas angulosas empacadas en arena gruesa; entre 10.0 y 16.0 m. De profundidad se encuentran depósitos volcánicos constituidos en su parte superior por una toba limo arenosa y en la parte inferior entre 13.0 y 16.0 m., aproximadamente, por una capa de arena gruesa y gravillas pumíticas; entre 15.5 y 24.0 m. De profundidad aproximadamente, se encuentran materiales de arrastre ligero intercalados entre los depósitos volcánicos, correspondientes probablemente a cauces enterrados secundarios, constituidos por depósitos arenosos poco limosos o poco arcillosos con gravas redondeadas en porcentajes variables, que se depositaron en el último cambio de pendiente de los cauces, se distinguen de las tobas volcánicas por su estratificación lenticular y poca cementación, encontrándose intercalados con capas tobaceas, en general estos materiales tienen espesores de 1.0 a 2.0 m., es decir, son de espesor reducido, siendo estos debido a que en esta zona el terreno presenta una pendiente más suave, lo que facilita el cambio de cauces de las corrientes, las cuales generalmente fluyen sobre materiales tobaceos, finalmente a partir de 24.0 m. De profundidad, aproximadamente, y hasta la máxima profundidad explorada de 30.0 m., se encuentran depósitos volcánicos muy compactos, de tipo lahar.

En las figuras 3.18 a 3.21 se muestran unos cortes estratigráficos probables de los depósitos del subsuelo según las líneas que unen a los sondeos.

La secuencia estratigráfica detallada definida en cada uno de los cortes estratigráficos probables de los depósitos subsuelo es la siguiente:

CORTE ESTRATIGRÁFICO 1 - 1 (SE-1 — SE-2)

Superficialmente con espesor variable entre 0.3 y 1.2 m se tienen materiales de relleno constituido por arena limosa, gris, y arcilla arenosa, gris oscura, con gravas de hasta 1" de diámetro y fragmentos de ladrillo, de contenido de agua variable de 18 a 27%, Índice de Resistencia a la Penetración Estándar (IRPE) variable de 9 a 33 golpes y de consistencia media a firme.

Bajo los rellenos y hasta 7.2 m de profundidad, aproximadamente, con respecto al nivel de calle de Montes Urales, se encuentra una toba volcánica limo arenosa poco arcillosa, con contenido de agua medio de 25%, IRPE variable de 33 a más de 50 golpes y consistencia dura. Con composición granulométrica promedio de 28% de arena y 72% de finos; límite líquido de 41%, límite plástico de 25%, del grupo ML según SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) y densidad de sólidos de 2.40.

Entre 7.2 y 10.2 m de profundidad, aproximadamente, se encuentran depósitos de aluviales de acarreo grueso, constituido por boleos de 20 a 30 cm de diámetro empacados en arena limosa con gravas, de contenido de agua medio de 14% IRPE mayor de 50 golpes y compactos. Con composición granulométrica promedio de 25% de gravas, 57% de arena y 18% de finos; y densidad de sólidos de 2.60.

Subyaciendo los materiales anteriores y con un espesor de 1.2 a 1.8 m se tiene una toba volcánica constituida por limo arenoso poco arcilloso, café claro, con contenido de agua medio de 24%, IRPE mayor de 50 golpes. Con composición granulométrica promedio de 49% de arena y 51% de finos; límite líquido de 51%, límite plástico de 23%, del grupo ML según SUCS; y densidad de sólidos de 2.50.

Entre 12.0 y 14.4 m de profundidad, se tiene un depósito volcánico de arena y gravas pumíticas poco limosa, con contenido de agua variable de 65 a 33%, IRPE mayor de 50 golpes y compacidad alta. Con composición granulométrica promedio de 6% de gravas, 65% de arena y 29% de finos; y densidad de sólidos de 2.44.

Bajo los materiales anteriores y hasta 24.0 m de profundidad, se tiene una toba volcánica constituida por limo arenoso poco arcilloso, café y café claro, intercalada con lentes de materiales aluviales, con contenido de agua medio de 24%, IRPE mayor de 50 golpes y consistencia dura. Con composición granulométrica promedio de 22% de arena y 78% de finos; límite líquido de 36%, límite plástico de 30%, del grupo ML según SUCS; y densidad de sólidos de 2.35.

De 24.0 a 30.1 m de profundidad, se encuentra arena limosa con gravas y fragmentos de roca andesítica, café claro, con contenido de agua medio de 13%, IRPE mayor de 50 golpes y alta compacidad. Con composición granulométrica promedio de 15% de gravas, 58% de arena y 27% de finos; y densidad de sólidos de 2.34.

CORTE ESTRATIGRÁFICO 2 - 2 (SE-3 — SE-4)

Superficialmente con espesor variable entre 0.6 y 1.2 m se tienen materiales de relleno constituido por arena limosa, gris, y arcilla arenosa, gris oscura, con gravas de hasta 1" de diámetro y fragmentos de ladrillo, de contenido de agua variable de 22 a 42%, IRPE variable de 22 a más de 50 golpes y de consistencia muy firme a dura.

Bajo los rellenos y hasta 5.4 m de profundidad, aproximadamente, con respecto al nivel de calle de Montes Urales, se encuentra una toba volcánica limo arenosa poco arcillosa, con contenido de agua medio de 29%, IRPE variable de 38 a más de 50 golpes y consistencia dura. Con composición granulométrica promedio de 62% de arena y 38% de finos; límite líquido de 42%, límite plástico de 26%, del grupo ML según SUCS y densidad de sólidos de 2.33.

Entre 5.4 y 12.0 m de profundidad, aproximadamente, se encuentran depósitos de aluviales de acarreo grueso, constituido por boleos de 20 a 30 cm de diámetro empacados en arena limosa con gravas, de contenido de agua medio de 15% IRPE mayor de 50 golpes y compactos. Con composición granulométrica promedio de 36% de gravas, 54% de arena y 10% de finos; y densidad de sólidos de 2.45.

Subyaciendo los materiales anteriores y con un espesor de 1.8 a 2.4 m se tiene una toba volcánica constituida por limo arenoso poco arcilloso, café claro, con contenido de agua medio de 27%, IRPE mayor de 50 golpes. Con límite líquido de 24%, límite plástico de 19%, del grupo ML según SUCS; y densidad de sólidos de 2.42.

Entre 13.8 y 16.2 m de profundidad, se tiene un depósito volcánico de arena y gravas pumíticas poco limosa, con contenido de agua variable de 68 a 19%, IRPE mayor de 50 golpes y compacidad alta. Con composición granulométrica promedio de 11% de gravas, 70% de arena y 19% de finos; y densidad de sólidos de 2.34.

Bajo los materiales anteriores y hasta 21.6 m de profundidad, se tiene una toba volcánica constituida por limo arenoso poco arcilloso, café y café claro, intercalada con lentes de materiales aluviales, con contenido de agua medio de 24%, IRPE mayor de 50 golpes y consistencia dura. Con composición granulométrica promedio de 36% de arena y 64% de finos; límite líquido de 33%, límite plástico de 24%, del grupo ML según SUCS y densidad de sólidos de 2.34.

De 21.6 a 30.6 m de profundidad, se encuentra arena limosa con gravas y fragmentos de roca andesítica, café claro, con contenido de agua medio de 15%, IRPE mayor de 50 golpes y alta compacidad. Con composición granulométrica promedio de 21% de gravas, 60% de arena y 19% de finos; y densidad de sólidos de 2.50.

CORTE ESTRATIGRÁFICO 3 - 3 (SE-3 — SE-1)

Superficialmente con espesor variable entre 0.3 y 0.6 m se tienen materiales de relleno constituido por arena limosa, gris, y arcilla arenosa, gris oscura, con gravas de hasta 1" de diámetro, de contenido de agua medio de 26%, IRPE variable de 22 a 33 golpes y de consistencia muy firme a dura.

Bajo los rellenos y hasta 7.2 m de profundidad, aproximadamente, con respecto al nivel de calle de Montes Urales, se encuentra una toba volcánica limo arenosa poco arcillosa, con contenido de agua medio de 26%, IRPE variable de 38 a más de 50 golpes y consistencia dura. Con composición granulométrica promedio de 45% de arena y 55% de finos; límite líquido de 41%, límite plástico de 25%, del grupo ML según SUCS y densidad de sólidos de 2.37.

Entre 7.2 y 10.2 m de profundidad, aproximadamente, se encuentran depósitos de aluviales de acarreo grueso, constituido por boleos de 20 a 30 cm de diámetro empacados en arena limosa con gravas, de contenido de agua medio de 15% IRPE mayor de 50 golpes y compactos. Con composición granulométrica promedio de 29% de gravas, 54% de arena y 17% de finos; y densidad de sólidos de 2.49.

Subyaciendo los materiales anteriores y con un espesor de 1.8 m se tiene una toba volcánica constituida por limo arenoso poco arcilloso, café claro, con contenido de agua medio de 25%, IRPE mayor de 50 golpes. Con composición granulométrica promedio de 49% de arena y 51% de finos; límite líquido de 33%, límite plástico de 23%, del grupo ML según SUCS y densidad de sólidos de 2.52.

Entre 10.0 y 14.4 m de profundidad, se tiene un depósito volcánico de arena y gravas pumíticas poco limosa, con contenido de agua variable de 65 a 19%, IRPE mayor de 50 golpes y compacidad alta. Con composición granulométrica promedio de 11% de gravas, 70% de arena y 19% de finos; y densidad de sólidos de 2.40.

Bajo los materiales anteriores y hasta 24.0 m de profundidad, se tiene una toba volcánica constituida por limo arenoso poco arcilloso, café y café claro, intercalada con lentes de materiales aluviales, con contenido de agua medio de 22%, IRPE mayor de 50 golpes y consistencia dura. Con composición granulométrica promedio de 29% de arena y 71% de finos; límite líquido de 33%, límite plástico de 24%, del grupo ML según SUCS y densidad de sólidos de 2.40.

De 24.0 a 30.1 m de profundidad, se encuentra arena limosa con gravas y fragmentos de roca andesítica, café claro, con contenido de agua medio de 14%, IRPE mayor de 50 golpes y alta compacidad. Con composición granulométrica promedio de 11% de gravas, 65% de arena y 24% de finos; y densidad de sólidos de 2.42.

CORTE ESTRATIGRÁFICO 4 - 4 (SE-4 — SE-2)

Superficialmente con espesor de 1.2 m se tienen materiales de relleno constituido por arena limosa, gris, y arcilla arenosa, gris obscura, con gravas, raíces y fragmentos de ladrillo, de contenido de agua variable de 18 a 42%, IRPE variable de 9 a más de 50 golpes y de consistencia media a dura.

Bajo los rellenos y hasta 7.5 m de profundidad, aproximadamente, se encuentra una toba volcánica limo arenosa poco arcillosa, con contenido de agua medio de 28%, IRPE variable de 33 a más de 50 golpes y consistencia dura. Con composición granulométrica promedio de 48% de arena y 52% de finos; límite líquido de 42%, límite plástico de 26%, del grupo ML según SUCS y densidad de sólidos de 2.40.

Entre 7.5 y 12.0 m de profundidad, aproximadamente, se encuentran depósitos de aluviales de acarreo grueso, constituido por boleos de 20 a 30 cm de diámetro empacados en arena limosa con gravas, de contenido de agua medio de 14%, IRPE mayor de 50 golpes y compactos. Con composición granulométrica promedio de 30% de gravas, 52% de arena y 18% de finos; y densidad de sólidos de 2.50.

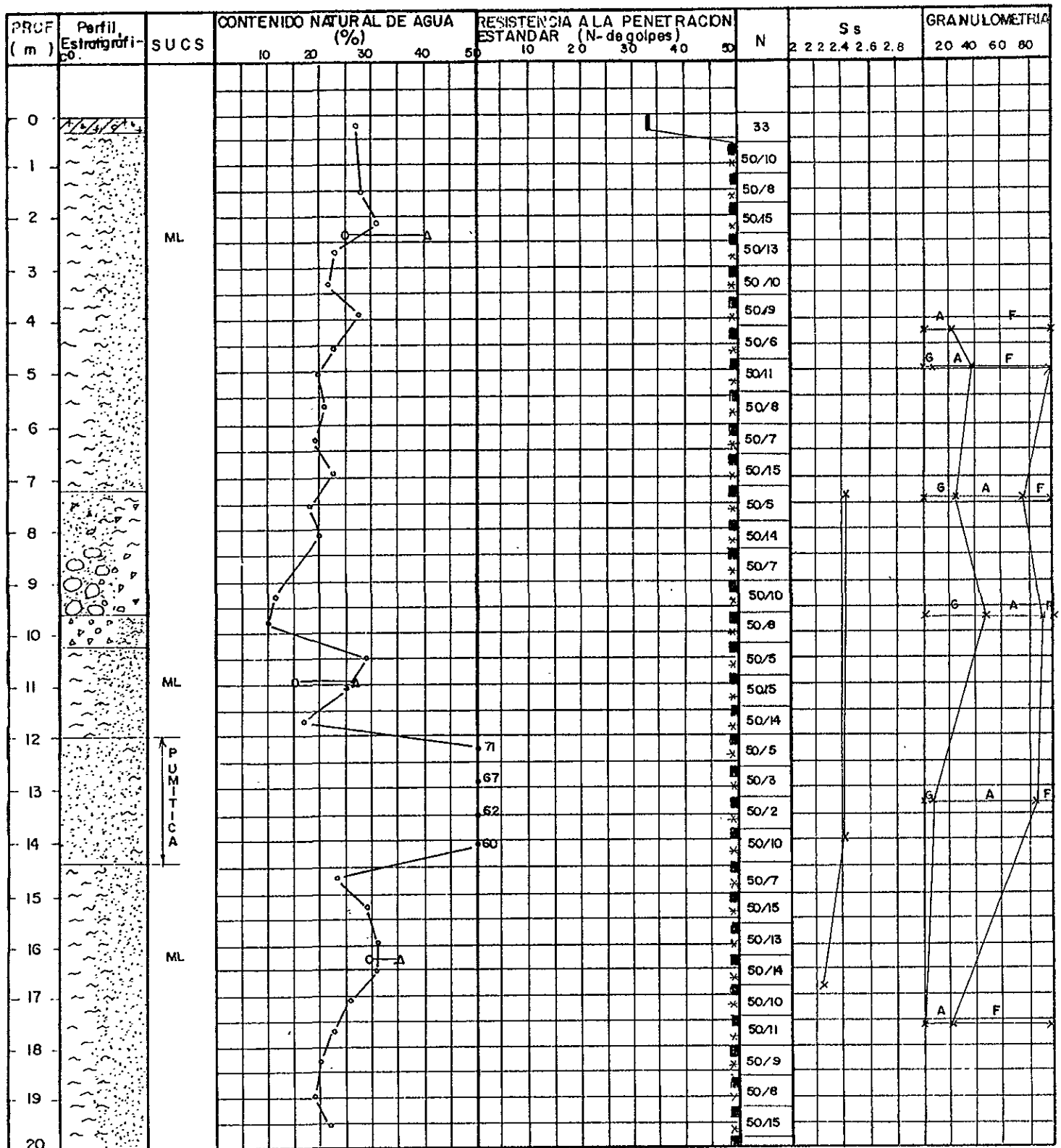
Subyaciendo los materiales anteriores y con un espesor de 1.2 a 2.4 m se tiene una toba volcánica constituida por limo arenoso poco arcilloso, café claro, con contenido de agua medio de 27%, IRPE mayor de 50 golpes. Con composición granulométrica promedio de 49% de arena y 51% de finos; límite líquido de 24%, límite plástico de 19%, del grupo ML según SUCS y densidad de sólidos de 2.41.

Entre 13.2 y 15.6 m de profundidad, se tiene un depósito volcánico de arena y gravas pumíticas poco limosa, con contenido de agua variable de 68 a 33%, IRPE mayor de 50 golpes y compacidad alta. Con composición granulométrica promedio de 8% de gravas, 63% de arena y 21% de finos; y densidad de sólidos de 2.38.

Bajo los materiales anteriores y hasta 22.8 m de profundidad, se tiene una toba volcánica constituida por limo arenoso poco arcilloso, café y café claro, intercalada con lentes de materiales aluviales, con contenido de agua medio de 24%, IRPE mayor de 50 golpes y consistencia dura. Con composición granulométrica promedio de 22% de arena y 78% de finos; límite líquido de 37%, límite plástico de 30%, del grupo ML según SUCS y densidad de sólidos de 2.34.

De 22.8 a 30.1 m de profundidad, se encuentra arena limosa con gravas y fragmentos de roca andesítica, café claro, con contenido de agua medio de 13%, IRPE mayor de 50 golpes y alta compacidad. Con composición granulométrica promedio de 26% de gravas, 53% de arena y 21% de finos; y densidad de sólidos de 2.42.

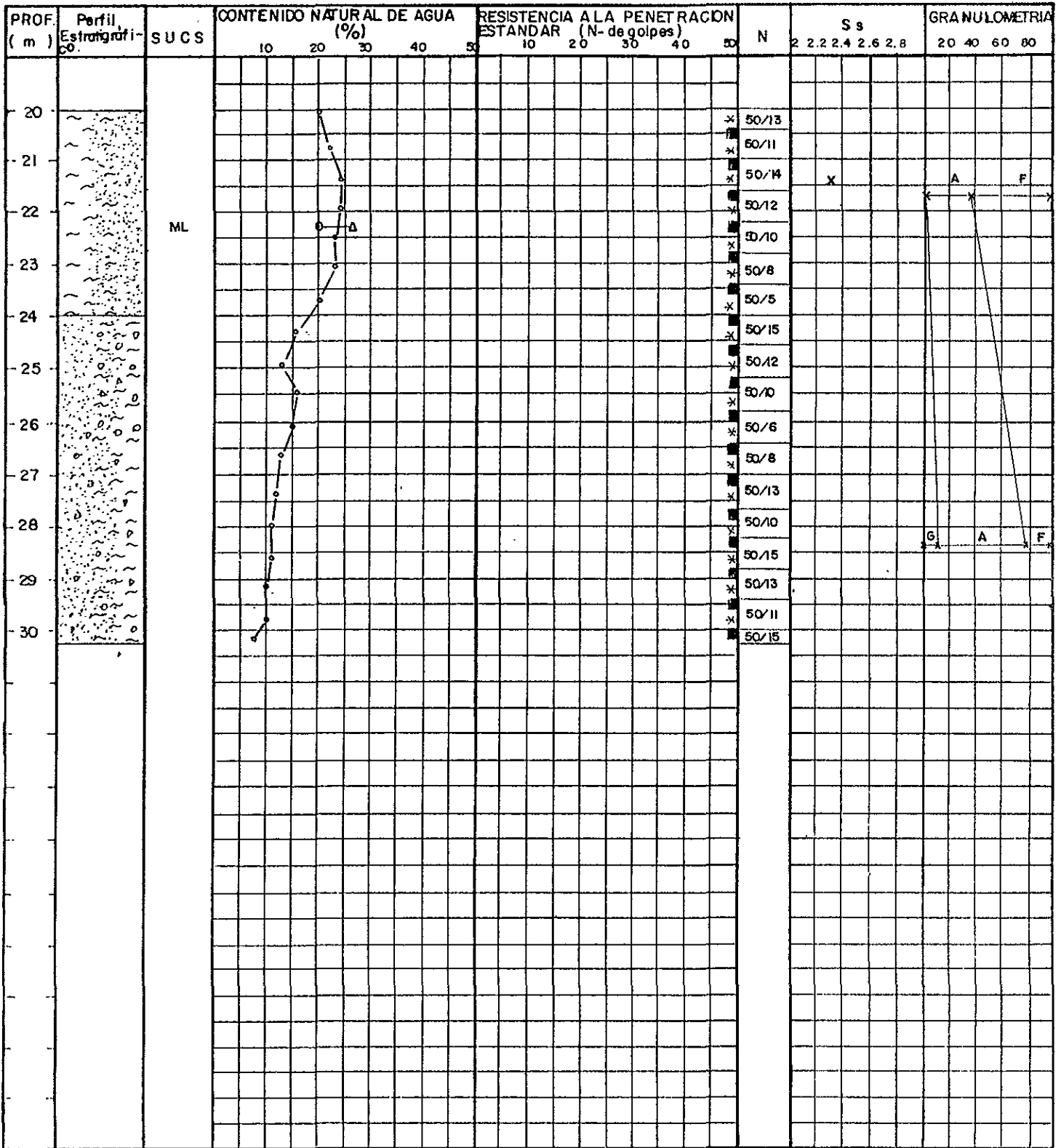
El nivel de aguas freáticas no se detectó hasta la máxima profundidad muestreada en la fecha en que se realizó la exploración. (noviembre de 1993).



* Avance con broca tr. LP LL
 > de 50 golpes
 N = Numero de golpes para 30 cm. No. de golpes/penetracion encm.
 Ss = Densidad de sólidos.
 G = Grava.
 A = Arena.
 F = Finos.

SIMBOLOGIA:
 Limo
 Mat. Organica
 Relleno
 Arcilla
 Grava
 Arena

FIGURA No. 3.5



SIMBOLOGIA:

- * Avance con broca tr.
- LP — LL
- N = Numero de golpes para 30 cm.
- S_s = Densidad de sólidos.
- > de 50 golpes.
- No. de golpes/penetracion encm.
- G = Grava.
- A = Arena.
- F = Finos.

Limo

Mat. Organica

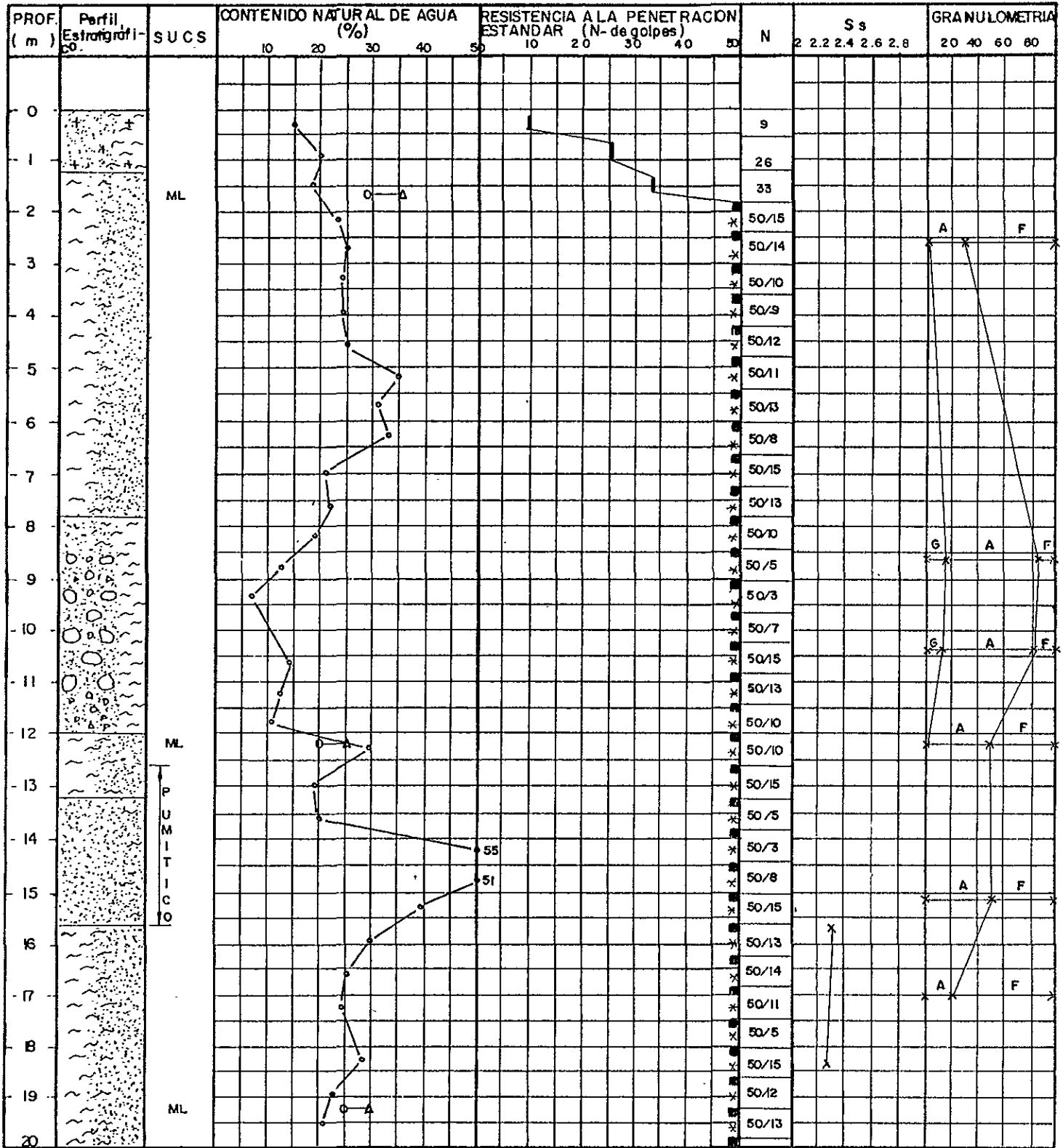
Relleno

Arcilla

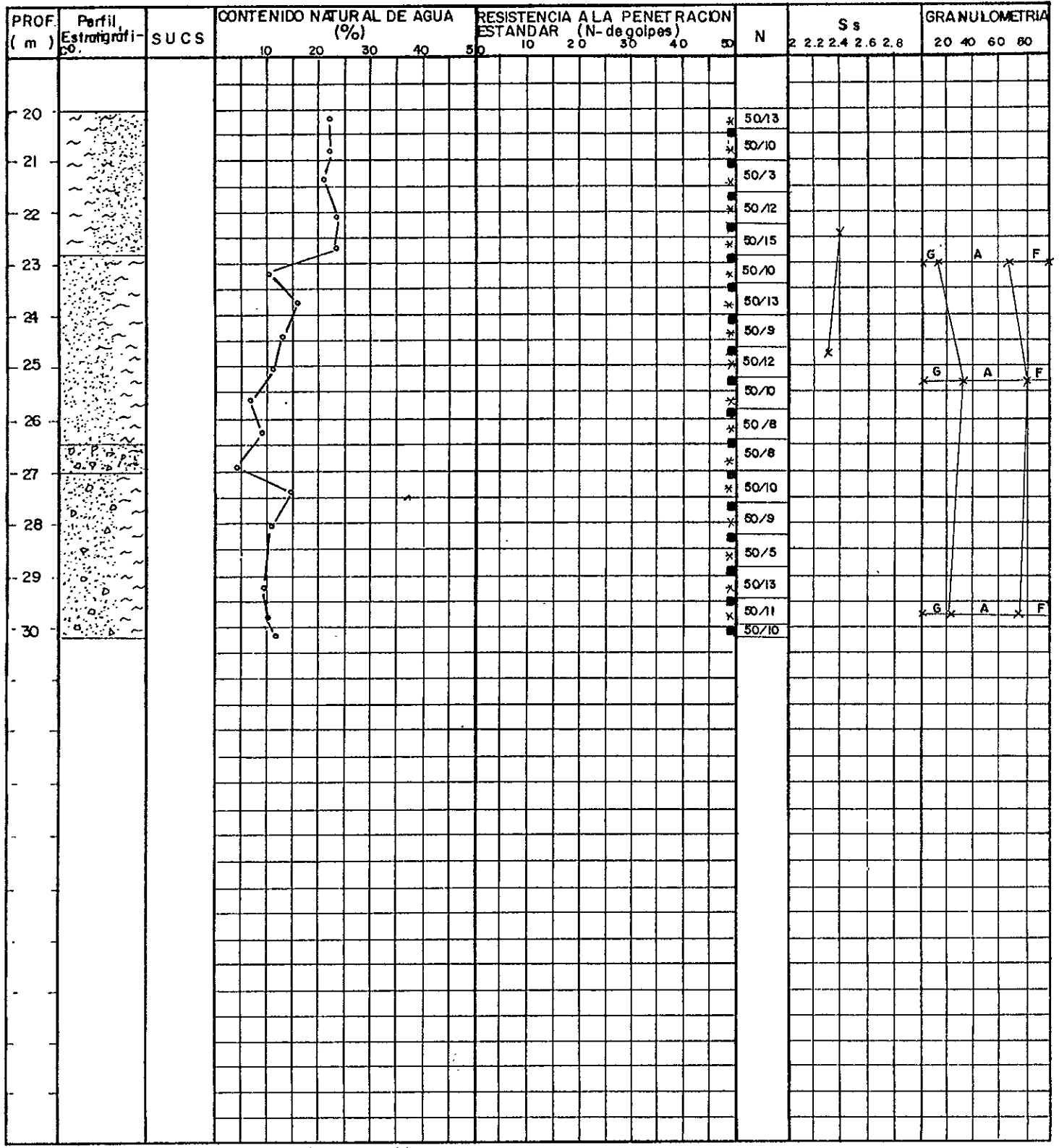
Grava

Arena

FIGURA No. 3.5



SIMBOLOGIA: * Avance con broca fr LP LL N = Numero de golpes para 30 cm. Ss = Densidad de sólidos.
 > de 50 golpes O A No. de golpes/penetracion en cm. G = Grava.
 L Imo Mat. Organico Relleno Arcilla Grava Arena A = Arena.
 F = Finos. FIGURA No. 3.6



SIMBOLOGIA:

- X Avance con broca tr.
- de 50 golpes.
- LP
- LL
- N = Numero de golpes para 30 cm.
- No. de golpes/penetracion en cm.
- Ss = Densidad de sólidos.
- G = Grava.
- A = Arena.
- F = Fines.

Lmo Mat. Organica Relleno Arcilla Grava Arena

FIGURA No. 3.6

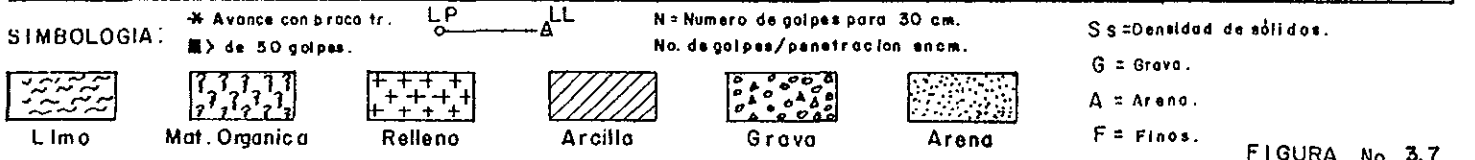
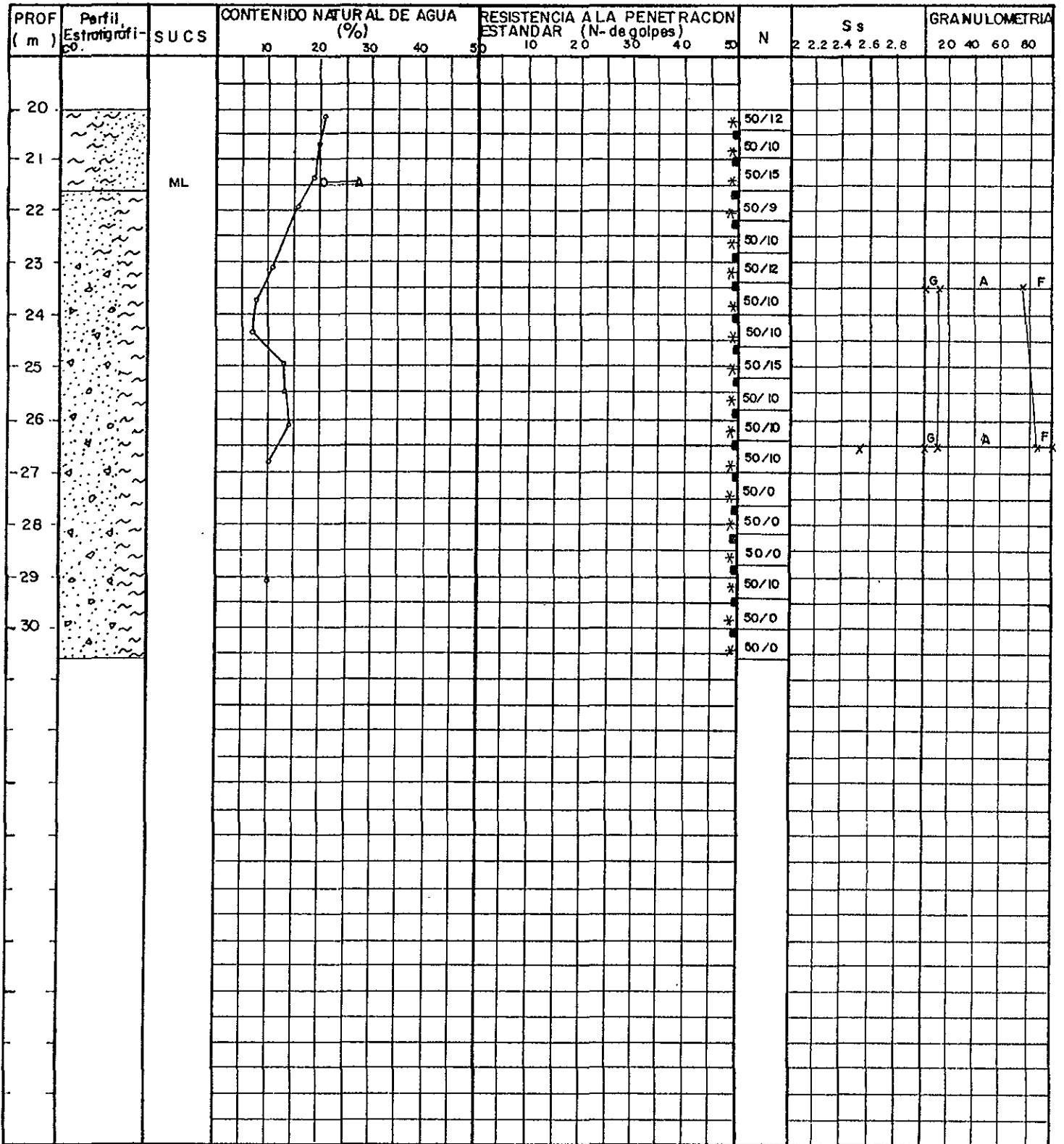
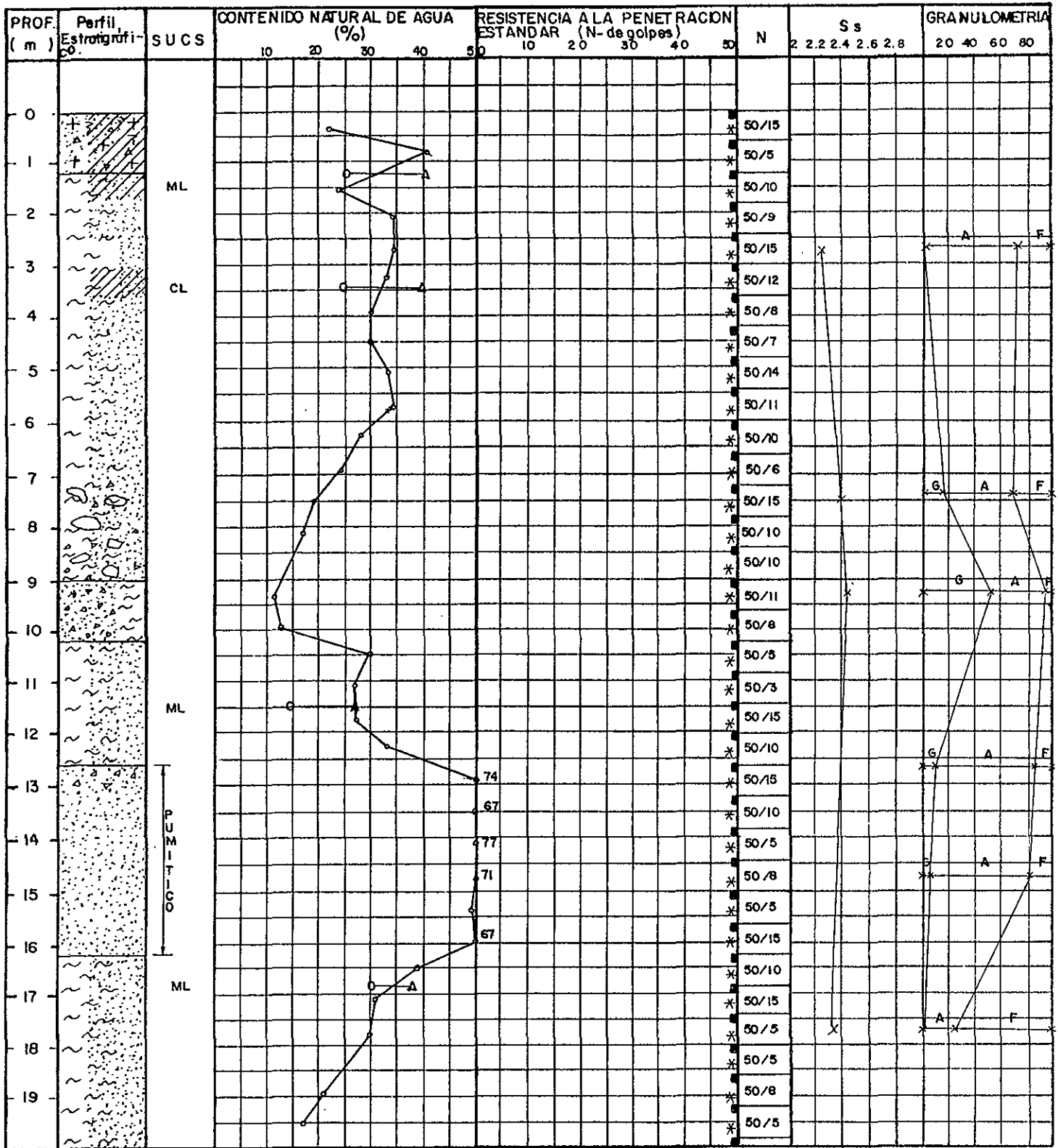


FIGURA No. 3.7



SIMBOLOGIA: * Avance con broca tr LP — LL N = Numero de golpes para 30 cm. No. de golpes/penetracion en cm. Ss = Densidad de sólidos. G = Grava. A = Arena. F = Finos.

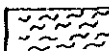
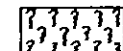
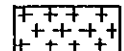

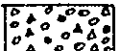
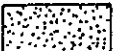
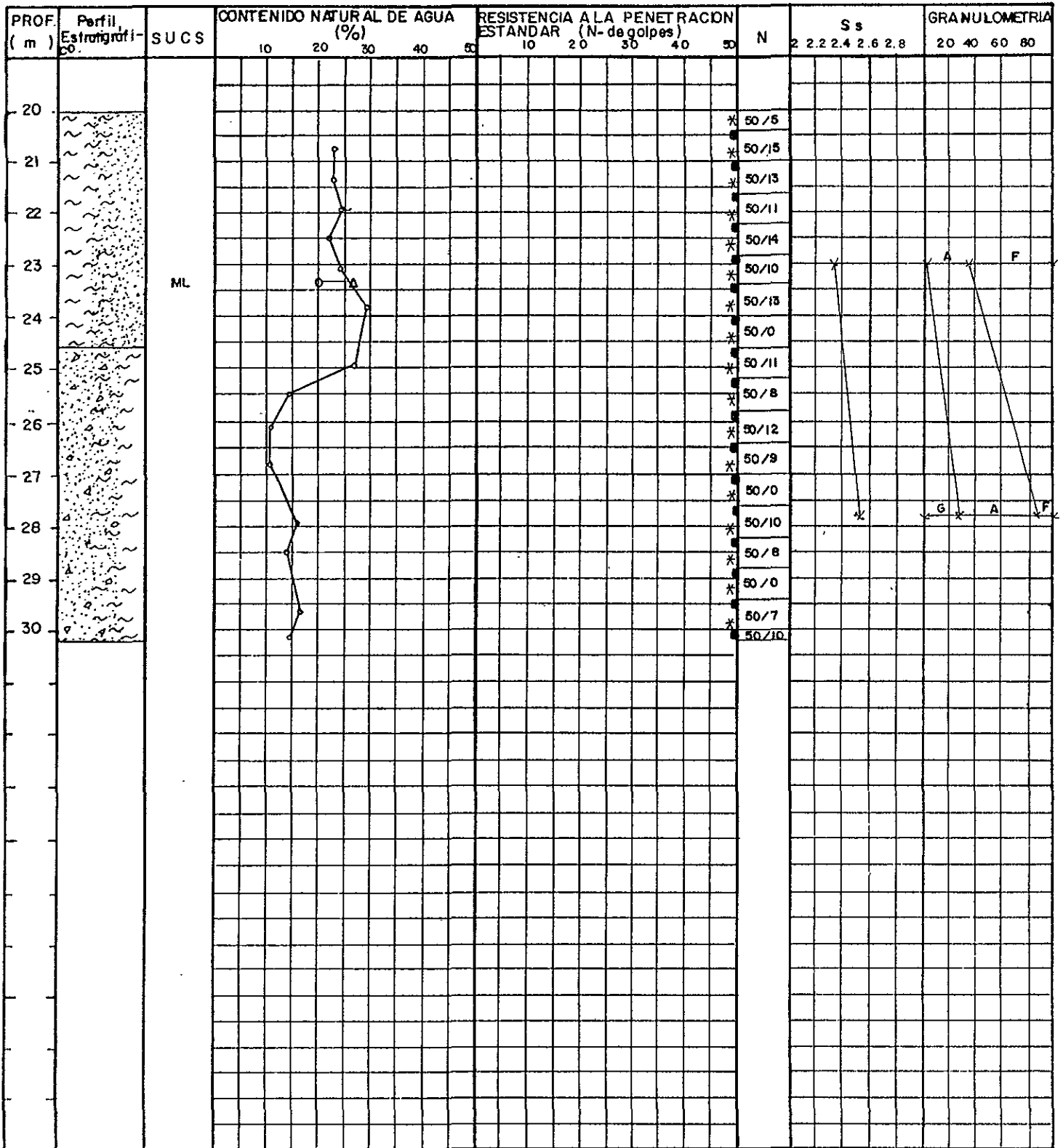
 Limo
  Mat. Organica
  Relleno
  Arcilla
  Grava
  Arena

FIGURA No. 3.8



SIMBOLOGIA:

- * Avance con broca tr
- > de 50 golpes
- LP
- LL
- N = Numero de golpes para 30 cm. No. de golpes/penetracion en cm.
- S s = Densidad de sólidos.
- G = Grava.
- A = Arena.
- F = Finos.

Limo
 Mat. Organica
 Relleno
 Arcilla
 Grava
 Arena

FIGURA No. 3.8

UNIVERSIDAD NACIONAL
 ILIUTOMAMA DE MEXICO
 E. N. E. P. ACATLÁN

ω - CONTENIDO DE AGUA %
 LL - LIMITE LIQUIDO %
 LP - LIMITE PLASTICO %
 S_s - DENSIDAD DE SOLIDOS
 U_U - PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA
 NO DRENADA
 C - COHESION TON/M²

γ_n - PESO VOLUMÉTRICO HÚMEDO TON/M³
 G - GRAVAS %
 A - ARENAS %
 F - FINOS %
 q_u - COMPRESION SIMPLE TON/M²
 C_u - PRUEBA TRIAXIAL CONSOLIDADA NO DRENADA
 φ - ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (°)

TESIS PROFESIONAL
 GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ

LOCALIZACION: MONTE URUALES III
 TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO
 ABIERTO PCA -
 N. A. F.: NO SE ENCONTRÓ


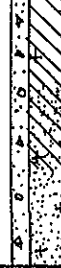
PROF. m.	DESCRIPCION	PERFIL	GRUPO SUCS	ω	LL	LP	G	A	F	S _s	q _u	C _u	φ	γ _n	OBSERVACIONES	
0.0	POZO A CIELO ABIERTO PCA-1															
0.5	MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO POR ARENA ARCILLOSA, CAÑE OSCURO, CON GRAVAS AISLADAS Y RAICES.															
1.0																
1.5	TOBA CONSTITUIDA POR LIMO ARENOSO POCO ARCILLOSO.		ML		44	29	0	38	62	2.27	40		28°	12.1	1.5	
2.0																
2.5																
3.0				27.5												
0.0	POZO A CIELO ABIERTO. PCA - 2															
0.5	MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO POR ARENA ARCILLOSA OSCURO, CON RAICES.															
1.0	TOBA CONSTITUIDA POR LIMO ARENOSO. POCO ARCILLOSO.		ML		34	24	0	31	69	2.27	11		64°	13.5	1.73 1.71	
1.5																
2.0																
2.5																
3.0					41	34	0	24	76	2.27				37	1.7	

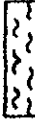
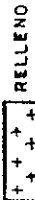
UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO
E. N. E. P. ACITLAN

W - CONTENIDO DE AGUA %
LL - LIMITE LIQUIDO %
LP - LIMITE PLASTICO %
S_u - DENSIDAD DE SOLIDOS
LU - PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA
NO DRENADA
C - COHESION TON/M²

W_n - PESO VOLUMETRICO HUMEDO TON/M³
G - GRAV. AS %
A - ARENAS %
F - FINOS %
qu - COMPRESION SIMPLE TON/M²
CU - PRUEBA TRIAXIAL CONSOLIDADA NO DRENADA
φ - ANGULO DE FRICCION INTERNA (°)

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZALEZ
LOCALIZACION: MONTESURALES III
TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO
ABIERTO P.C.A.
N. A. F.: NO SE ENCONTRO

PROF. m.	DESCRIPCION	PERFIL	GRUPO SUCS	W	LL	LP	0	A	F	S _u	CU	φ	qu	γ _h	OBSERVACIONES	
0.0	POZO A CIELO ABIERTO. PCA - 3															
0.0		PISO DE CONCRETO														
0.0		MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO POR ARENA ARCILLOSA GRIS OSCURO.														
0.5																
1.0																
1.5			ML	24	43	26	0	35	65	221	20	30°	41	1.49		
2.0				17										1.5		
2.5																
3.0			ML	23	38	28	0	27	73	2.28	33	46°	38	1.71		
3.0				22										1.7		
0.0	POZO A CIELO ABIERTO PCA - 4															
0.0		PISO DE CONCRETO														
0.0		MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO POR ARENA ARCILLOSA GRIS OSCURO.														
0.5																
1.0																
1.5			ML	36	43	29	0	38	62	2.31	9	30°	48.5	1.40		
2.0														1.68		
2.5																
3.0			ML	24	45	28	0	33	67	2.22	35	67°	172	1.6		
3.0				25										1.6		



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO
E. N. E. P. ACITLÁN

φ - CONTENIDO DE AGUA %
LL - LIMITE LIQUIDO %
LP - LIMITE PLASTICO %
S₅ - DENSIDAD DE SOLIDOS
UU - PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA
NO DRENADA
C - COHESION TON.M²

W - PESO VOLUMETRICO HUMEDO TON.M³
G - GRAVAS %
A - ARENAS %
F - FINOS %
qu - COMPRESION SIMPLE TON.M²
CU - PRUEBA TRIAXIAL CONSOLIDADA NO DRENADA
φ - ANGULO DE FRICCION INTERNA (°)

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZALEZ
LOCALIZACION: MONTESURALES III
TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO
ABIERTO - PCA -
N. A. F.: NO SE ENCONTRO

PROF. m	DESCRIPCION	PERFIL	GRUPO SUCS	CU	LL	LP	φ	A	F	S ₅	qu	C	qu	Yh	OBSERVACIONES	
0.0	POZO A CIELO ABIERTO. PCA - 5															
0.5																
1.0																
1.5	TOBA CONSTITUIDA POR LIMO ARENOSO. CAFE CLARO.			23			0	65	35	15	43			1.6		
2.0																
2.5																
3.0																

MAT. DE RELLENO CONSTITUIDO POR ARENA ARGILLOSA. CAPE OSCURO CON RAICES.

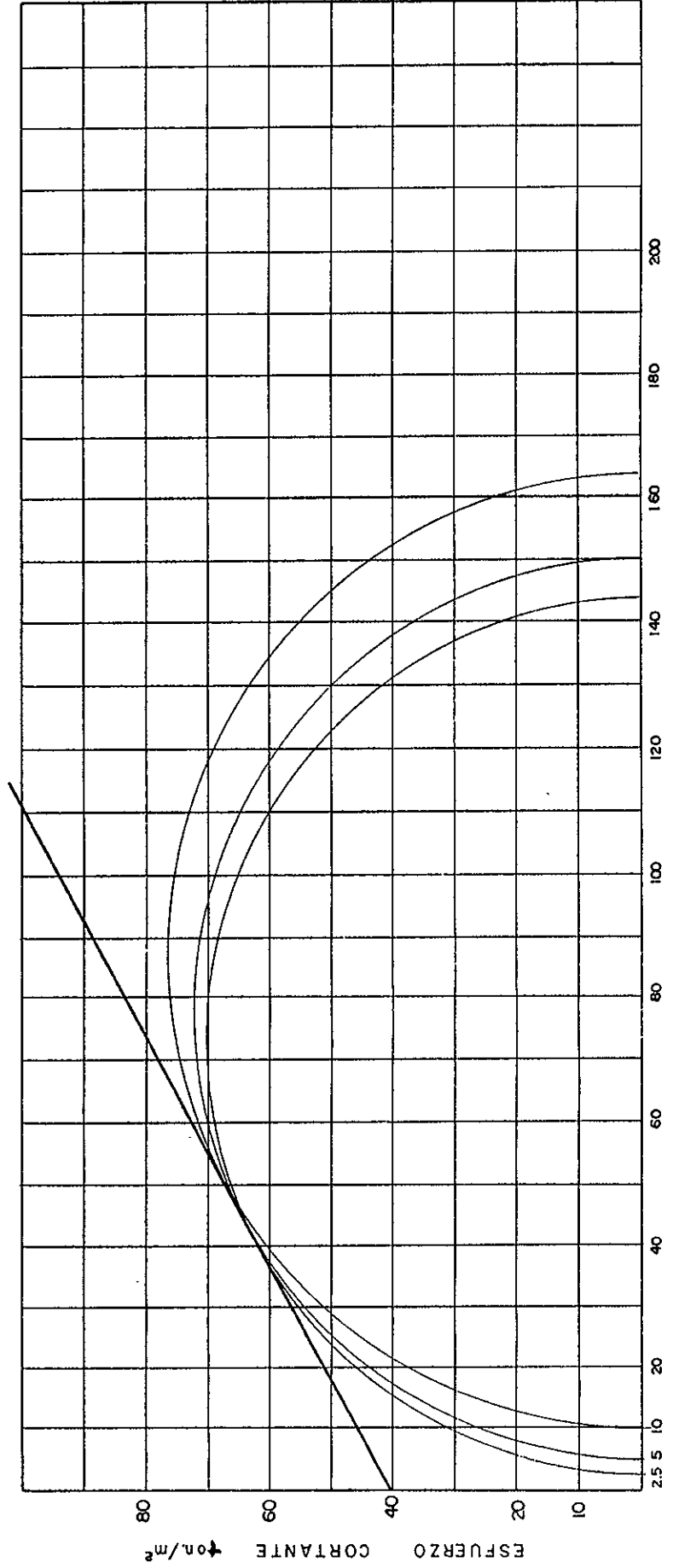
FIGURA No. 3. II

CÍRCULOS DE MOHR. COMPRESIÓN TRIAXIAL

PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA NO DRENADA			CONSOLIDADA NO DRENADA			CONSOLIDADA DRENADA			CD <input type="checkbox"/>
	C _j %	w _f %	<input checked="" type="checkbox"/> X	ef	(Sr) _i %	(Sr) _f %	σ_{III} ton./m ²	$\sigma'_I - \sigma_{III}$ ton./m ²	γ ton./m ³	
1	29.5						2.5	141.32	1.55	$\phi = 28^\circ$ $c = 40 \text{ ton./m}^2$
2	28.5						5.0	144.65	1.49	
3	28.3						10.0	153.28	1.56	
4										
5										

OBRA No. GHI _____ 94152
LOCALIZACION MONTES URALES III

TIPO DE SONDEO POZO A CIELO ABIERTO --1
MUESTRA No. 1 PROF. 1.50 m.
DESCRIPCION Limagrenoso poco areniloso
café claro.



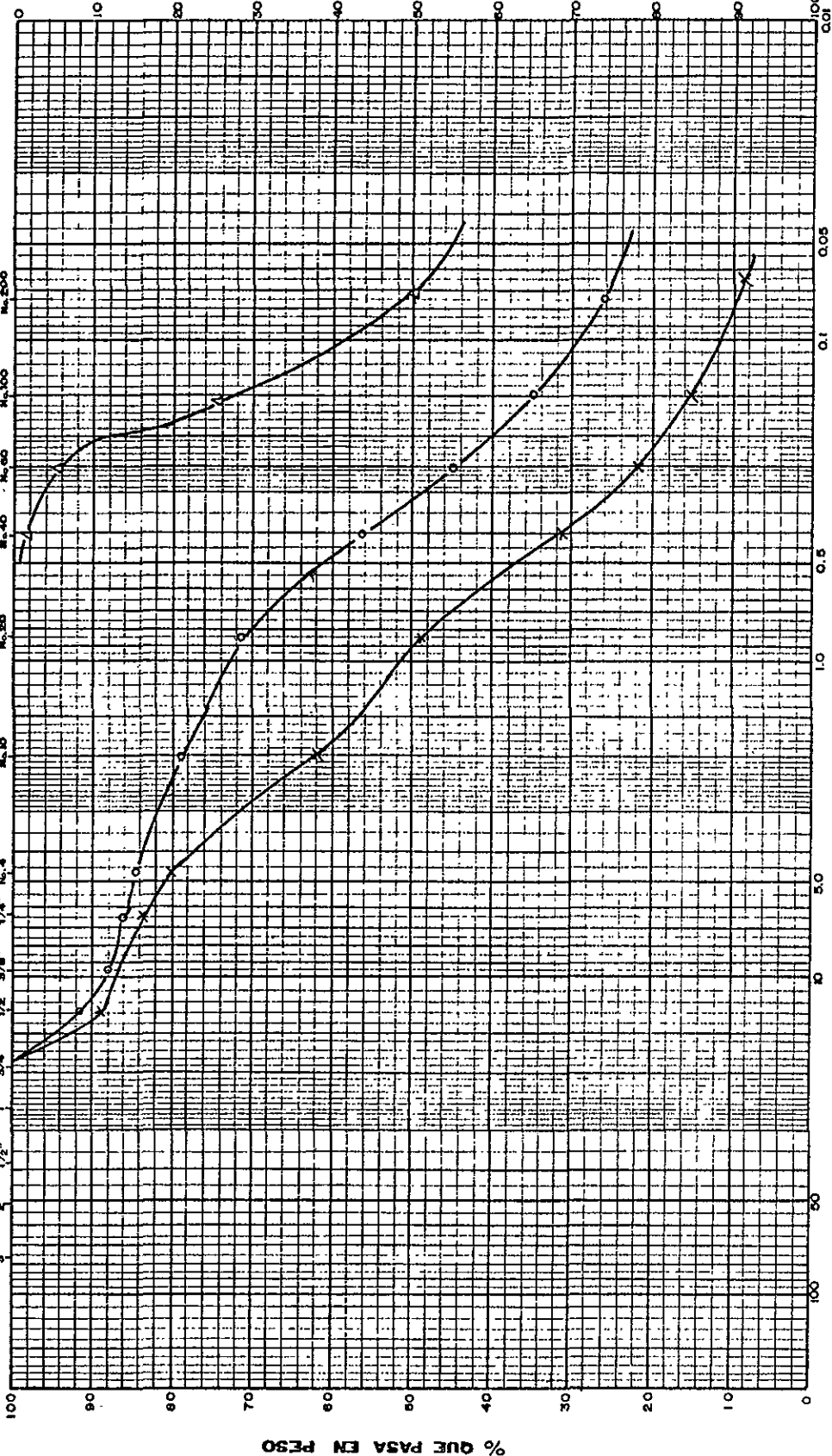
ESFUERZO NORMAL ton./m²

FIGURA No. 3.12

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR MALLAS.

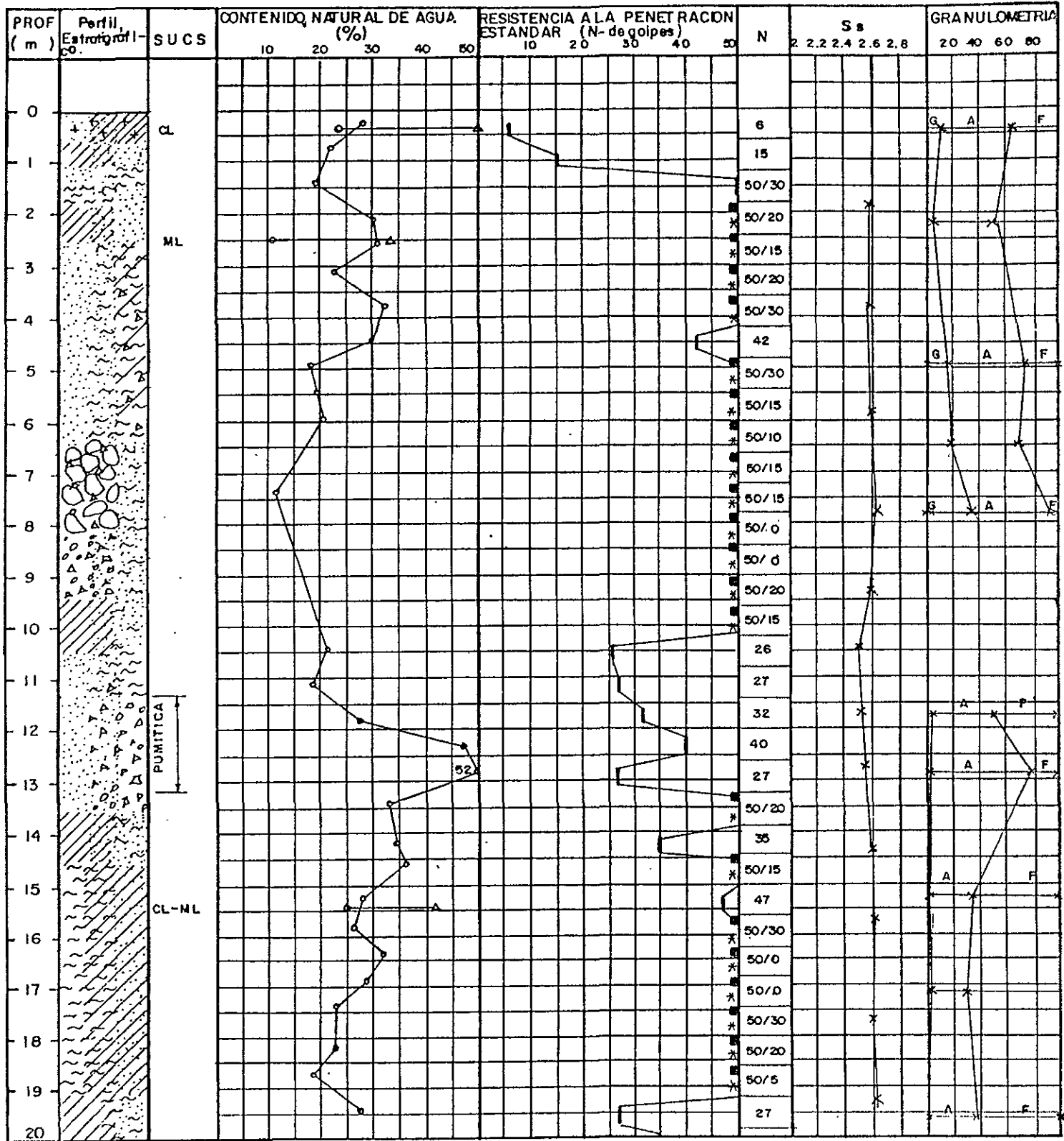
PROFUNDIDAD m	MUESTRA Nº	SIMBOLO	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₆₀ mm	Cu	D ₆₀ D ₁₀	Co	D ₃₀ D ₁₀	GRAVA	ARENA	FIMOS	CONTENIDO DE		GRUPO
													%	%	
9.00-9.15	16	X								20	71	9			9 4 1 5 2
14.40-14.53	25	O								15	59	26			MONTES URALES III
16.80-16.95	29	Δ								0	49	51			TIPO DE SONDEO: EXPLORATORIO SE - 3

TAMAÑO DE LA MALLA



BOLEOS		GRAVA		FINA		GRUESA		MEDIANA		AREN A		FINA		LIMO		Y/L		ARCILLA	

FIGURA No. 3.13



SIMBOLOGIA:

- * Avance con broca tr.
- > de 50 golpes.
- LP ——— LL
- ——— A
- N = Numero de golpes para 30 cm. No. de golpes/penetracion anom.
- S_s = Densidad de sólidos.
- G = Grava.
- A = Arena.
- F = Fines.

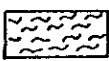
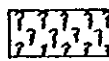
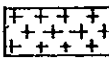
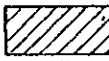
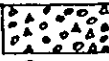

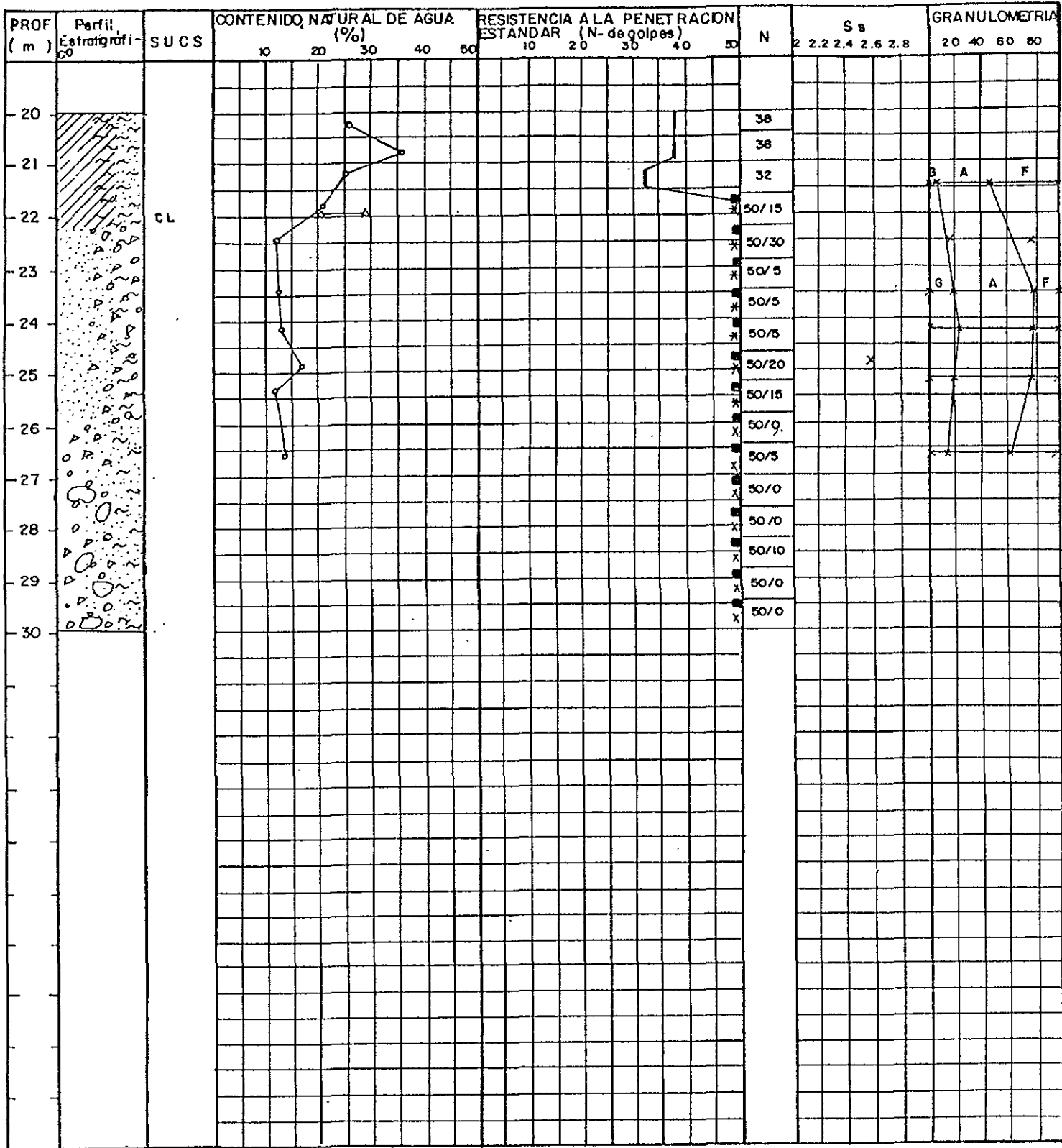
 Limo
  Mat. Organica
  Relleno
  Arcilla
  Grava
  Arena

FIGURA No. 3.14



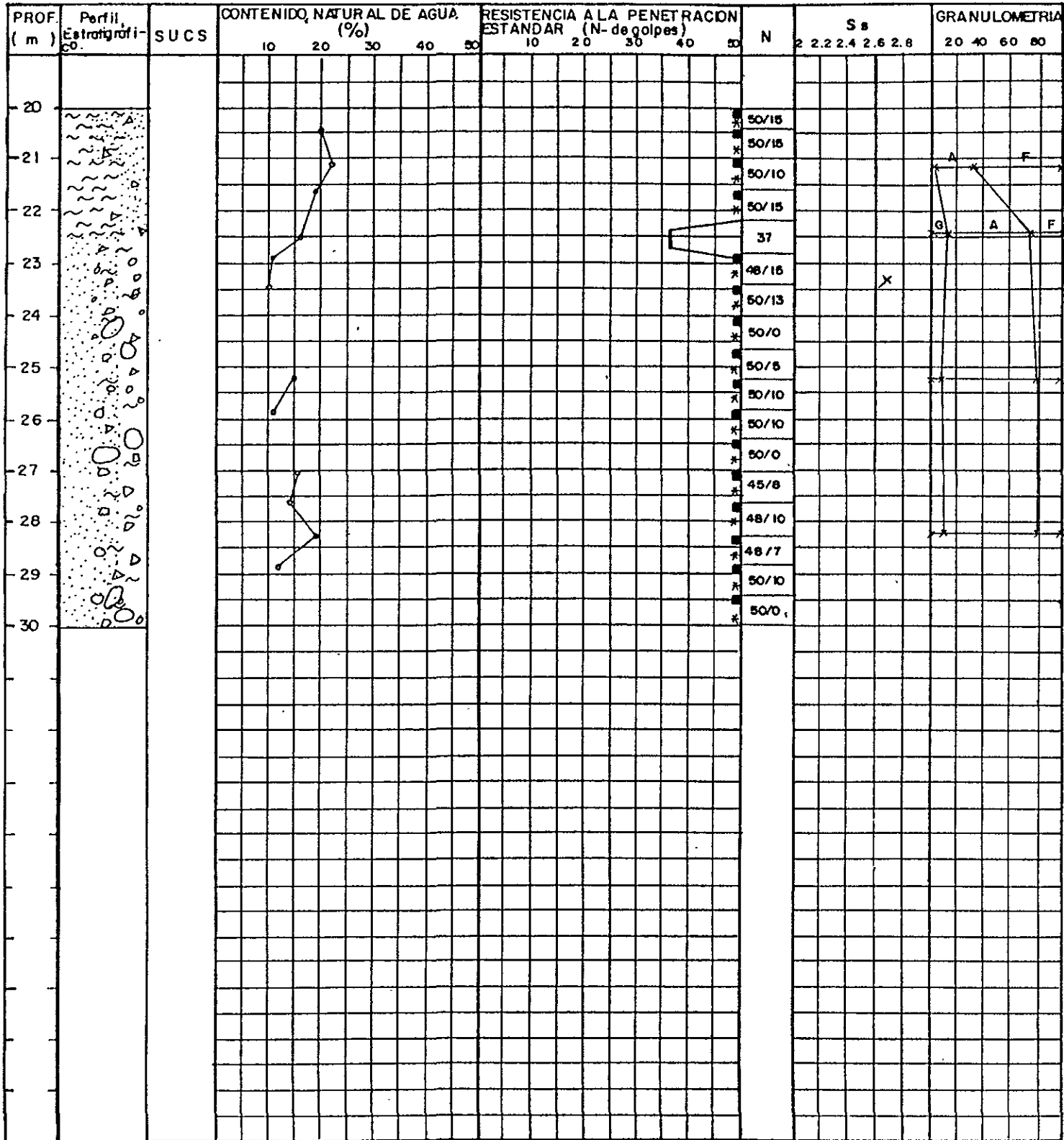
* Avance con broca tr. LP LL
 ■ > de 50 golpes. A

N = Numero de golpes para 30 cm.
 No. de golpes/penetracion en cm.

S_s = Densidad de sólidos.
 G = Grava.
 A = Arena.
 F = Finos.

MR = MUESTRA REPRESENTATIVA

FIGURA No. 3.14



SIMBOLOGIA:

- * Avance con broca tr.
- LP
- LL
- N = Numero de golpes para 30 cm.

Limo
 Mat. Organica
 Relleno
 Arcilla
 Grava
 Arena

■ de 50 golpes.
 No. de golpes/penetracion en cm.
 S_s = Densidad de sólidos.

G = Grava.
 A = Arena.
 F = Fines.

FIGURA No. 3.15

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO
E. N. E. P. ACATLAN

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZALEZ

LOC. ALIZACION: MONTESURALES I
TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO
ABIERTO PCA - I
N. A. F.: NO SE ENCONTRO

W - PESO VOLUMETRICO HUMEDO TON/M³
G - GRAVAS %
A - ARENAS %
F - FINOS %
qu - COMPRESION SIMPLE TON/M²
CU - PRUEBA TRIAXIAL NO DRENADA
φ - ANGULO DE FRICCION INTERNA (°)

ω - CONTENIDO DE AGUA %
LL - LIMITE LIQUIDO %
LP - LIMITE PLASTICO %
S_u - DENSIDAD DE SOLIDOS
UU - PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA
NO DRENADA
C - COHESION TON/M²

ω - CONTENIDO DE AGUA %
LL - LIMITE LIQUIDO %
LP - LIMITE PLASTICO %
S_u - DENSIDAD DE SOLIDOS
UU - PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA
NO DRENADA
C - COHESION TON/M²

ω - CONTENIDO DE AGUA %
LL - LIMITE LIQUIDO %
LP - LIMITE PLASTICO %
S_u - DENSIDAD DE SOLIDOS
UU - PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA
NO DRENADA
C - COHESION TON/M²

PROF. m.	DESCRIPCION	PERFIL	GRUPO SUCS	ω	LL	LP	G	A	F	S _u	UU		qu	γ _h	OBSERVACIONES
											g	φ			
0	PCA - 1														
1	Material de relleno empacado en arena limosa poco arcillosa café claro de baja resistencia con gravas aisladas.												14.5	1.57 1.66 1.52	
2	Arcilla arenosa poco limosa, café claro, de consistencia dura.		CL	10	33	19	0	43	57	2.76	8.5	33°	352		
3	Arena limosa café claro, compacto.		MH-CH	15	51	39	5	82	13	2.49			230	1.8 1.73	
4	Limo arcilloso poco arenoso, café claro con gravas aisladas en la parte inferior, muy compacta.		ML	19	44	29	0	75	25	2.57	33	49°	241	1.77 1.77	
5			ML	27	43	28	0	26	74		27	64°	148	1.73	
6	Boleo compacto empacado en limo arena.		CL	9.4	29	21	0	69	31	2.5					
7															
8															
9	Gravas con pocas finos empacadas en arena, en esta zona se amplió la perforación.												46.7	1.52 1.54	
10															
11	Arcilla poco limo arenosa, café claro con gravillas aisladas.		CL-ML	20	27	20	0	17	83	2.55	17	30°	9.1	1.57 1.54	
12	Limo poco arenoso, poca pumítico.		CL-ML	21	25	21				2.48	2	28°			
13				25			30	60	10	2.26			5.5	1.63	

RELLENO MATERIA ORGANICA ARCILLA ARENA GRAVA LIMO FIGURA No. 3.16

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
E. N. E. P. ACATLÁN

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ

LOCALIZACIÓN: MONTES URALES I.
TIPO DE SONDEO: POZO A CIEJO
ABIERTO P.C.A. I

N. A. F.: NO SE ENCONTRÓ

PROF. m.	DESCRIPCIÓN	PERFIL	GRUPO SUCS	W	LL	LP	G	A	F	S _s	UV		qu	γ _h	OBSERVACIONES
											c	g			
13	Arena pumilica compacta, blanca con poco limo arcilloso.			35 46.1			0	83	17	2.5	1	35°	2.7	1.0	
14				16										1.57	
15	Arena limosa poco arcillosa café claro con gravas aisladas.		CL	16	31	20	0	50	50	2.6	35	8°	30.5	1.55	
16				14										1.56	
17	Limo poco arenoso café claro.		ML	14	38	29	0	56	44	2.49	7.5	30°	18.5	1.55	
18	Arena poco limosa café claro		CL	14	25	17	1	70	29	2.58	6	37°	7.2	1.58	
19	Arcilla limosa, poco arenosa café claro.		ML	13.8	25	21					8	25°	1.19	1.61	
20				30 20.7										1.53	
				18 17.9	37	26	0	25	75	2.43	40	27°	29	1.6	
				17.4	32	22	0	28	72	2.49	10	48°		1.68	

RELLENO

MATERIA ORGANICA

ARCILLA

ARENA

GRAVA

LIMO

FIGURA No. 3.16

UNIVERSIDAD NACIONAL
 AUTÓNOMA DE MÉXICO
 E. N. E. P. ACATLÁN

TESIS PROFESIONAL
 GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ

LOCALIZACIÓN: MONTES RALES I
 TIPO DE SONDEO: POZO A CIELO
 ABIERTO PCA - 2
 N. A. F.: NO SE ENCONTRÓ

W - PESO VOLUMÉTRICO HÚMEDO TON/M³
 G - GRAVAS %
 A - ARENAS %
 F - FINOS %
 qu - COMPRESIÓN SIMPLE TON/M²
 CU - PRUEBA TRIAXIAL CONSOLIDADA NO DRENADA
 φ - ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA (°)

W - CONTENIDO DE AGUA %
 LL - LÍMITE LÍQUIDO %
 LP - LÍMITE PLÁSTICO %
 S_u - DENSIDAD DE SÓLIDOS
 L_u - PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA
 NO DRENADA
 C - COHESIÓN TON/M²

PROF. m.	DESCRIPCIÓN	PERFIL	GRUPO SUCS	W	LL	LP	Q	A	F	S _u	C	qu	φ	h	OBSERVACIONES
0	PCA - 2														
1	Materia de relleno empaquetado en arcilla limosa café claro con gravillas aisladas.		CL	15.2 15.8	43	19				2.63		3.73	1.68 1.88		
2	Gravos empaquetados en limo poco arcilloso.		MH	23	54	34	23	74	3	2.53		12.38	1.93		
3	Limo arenoso poco arcilloso café claro, lijado con carbonato de calcio, betas calcitradas.		ML	25	40	29	0	40	60	2.44		116.9	1.5		
4			CL	25 24.5	46	22	0	25	75	2.45		251.2	1.69		
5			CL-ML	26	38	27	1	39	60	2.45			1.6		
6	Boleo compacto empaquetado en limo arenoso.														
7															
8	Gravillas con poco finos empaquetadas en arena, en esta zona se amplió la perforación.														
9			CL	24 21	32	20	0	1	99	2.62		56.2	1.54 1.57		
10	Arcilla limosa poco arenosa café clara, con gravillas aisladas.		CL	22.4 22.6	29	20	1	55	44	2.51		12.9	1.43 1.45		
11															
12	Arena pumilica compacta, blanca con poco limo café claro.		CL-ML	32 30.5	25	21	3	64	33	2.6		3.2	1.39 1.45		
13				51 62			18	73	9	2.48					

RELLENO MATERIA ORGANICA

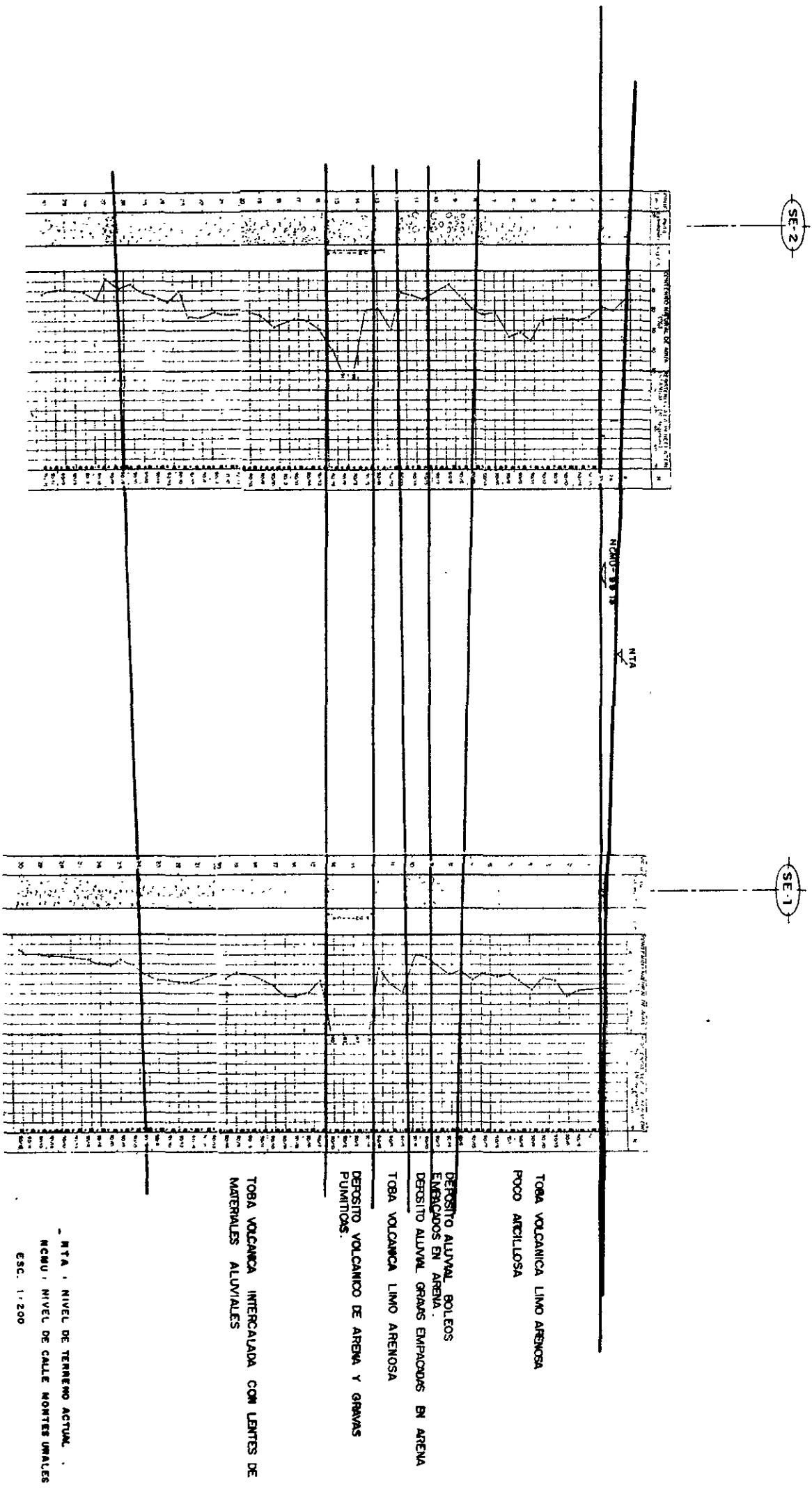
ARCILLA

ARENA

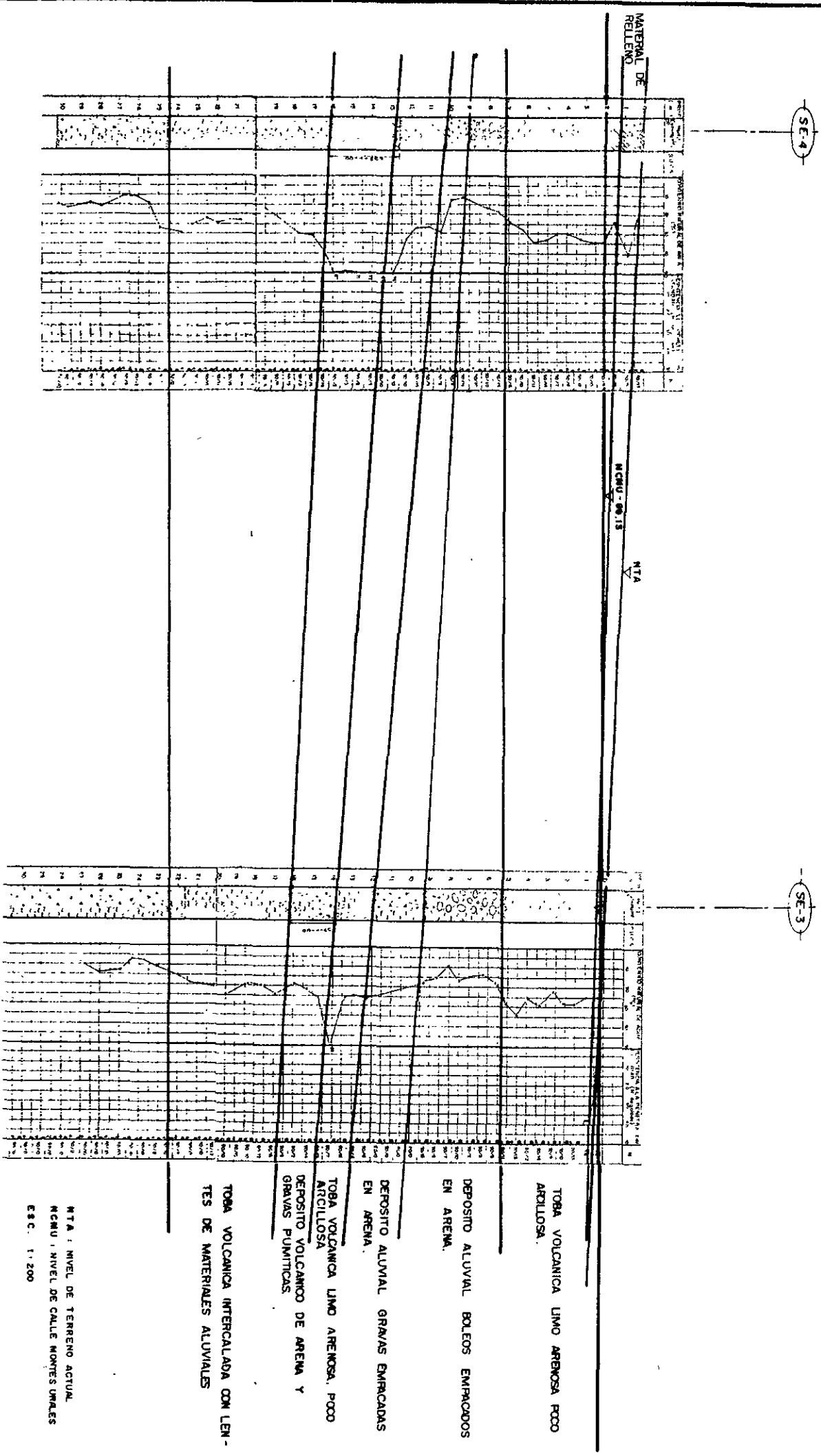
GRAVA

LIMO

FIGURA No. 3.17

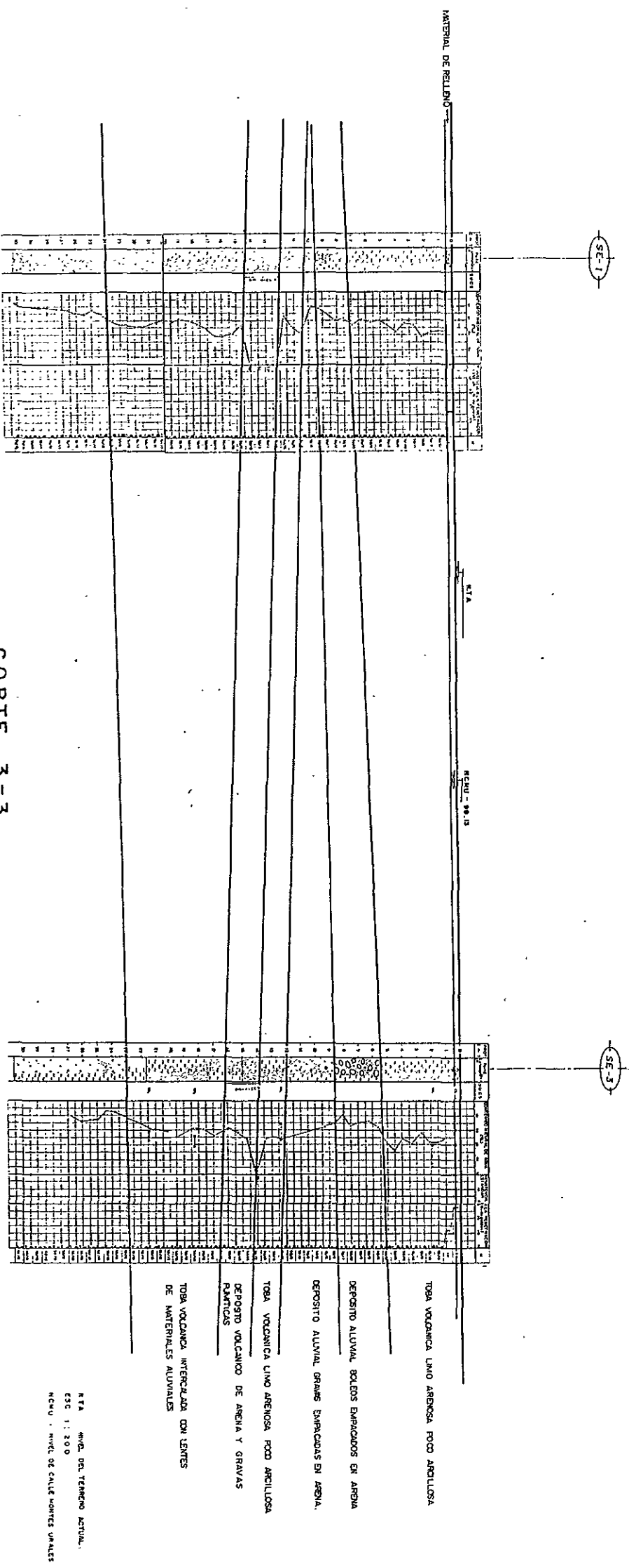


CORTE 1-1



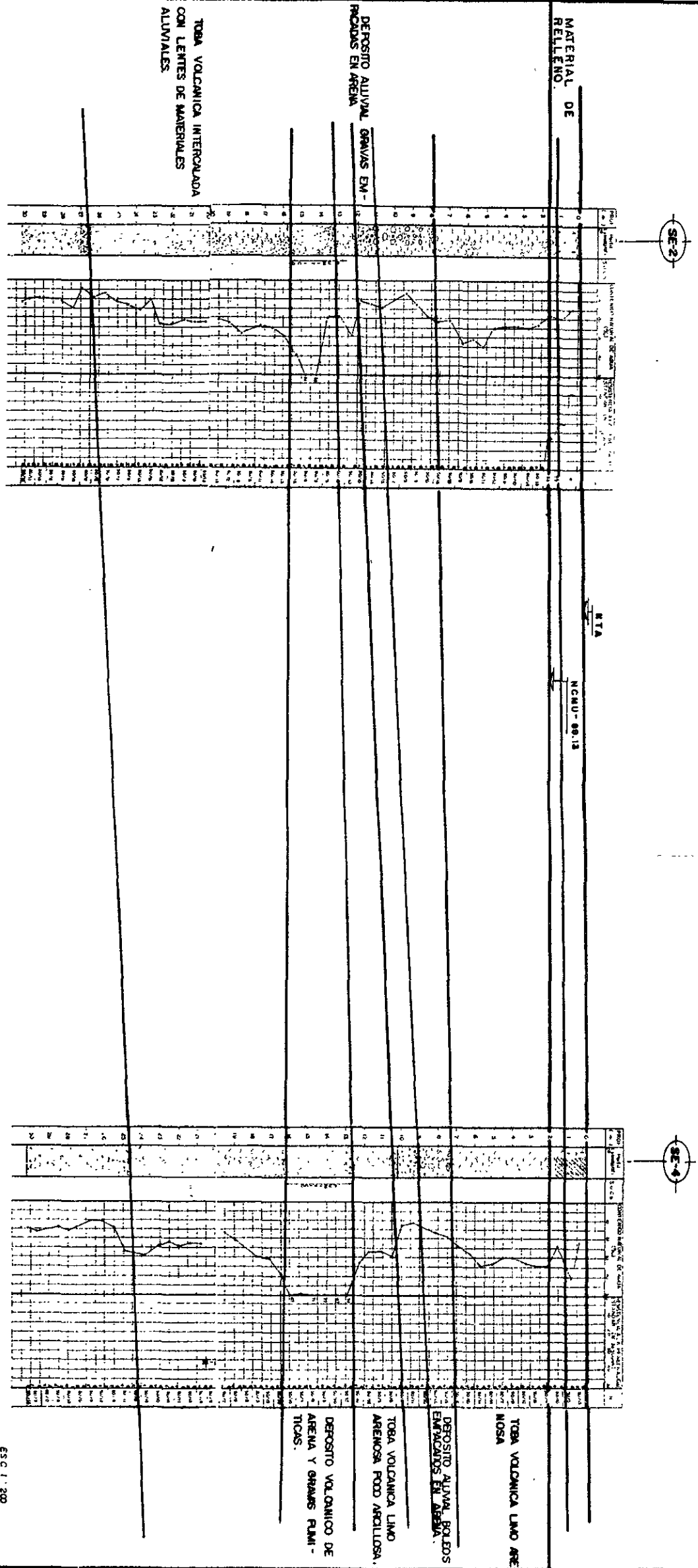
CORTES 2-2

FIGURA N.º 319



CORTE 3-3

FIGURA N. 3.20



CORTE 4 - 4

FIGURA N. 3.21

CAPITULO 4

Análisis de la cimentación

4. Análisis de la cimentación.

La cimentación es la parte de la estructura que transmite las cargas al suelo que está debajo; y corresponde al ingeniero definir el tipo de cimentación adecuado, que además de ofrecer un apoyo razonablemente seguro a la obra, resulte económico.

Respecto a la seguridad deberán considerarse dos aspectos mecánicos importantes: primero la capacidad del subsuelo para soportar las cargas impuestas y segundo, que los movimientos totales y diferenciales que ocurran sean compatibles con la estructura de cimentación elegida, con el tipo de superestructura y con los requisitos funcionales de la obra. Adicionalmente, el comportamiento de la misma deberá ser tal que no afecte a las construcciones o servicios vecinos.

En este capítulo se desarrolla la revisión de los estados límite de falla y de servicio que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal con el fin de verificar que la alternativa de cimentación propuesta cumpla con lo señalado en dicho reglamento.

4.1 Determinación del tipo de cimentación.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio, en particular que el proyecto contempla la construcción de seis niveles de estacionamiento en sótano, que implica una excavación con profundidad del orden de 17.71 m., respecto a la banqueta de Montes Urales; además de acuerdo a las características estratigráficas y físicas del subsuelo entre las que destaca la existencia de una capa de arena y gravilla pumíticas de 13.0 a 16.0 m. de profundidad; que de 16.0 a 24.0 m de profundidad se encuentra depósitos volcánicos resistentes dentro de los cuales se tienen depósitos aluviales de compacidad media, de estratificación lenticular, probablemente correspondiente a cauces enterrados y por lo mismo de dimensiones y distribución irregular; en base a lo anterior se juzga que la alternativa de cimentación más adecuada para las columnas será a base de zapatas aisladas unidas mediante un sistema de contratrabes de rigidización y para los muros zapatas corridas, ambas desplantadas a 2.0 m. de profundidad, con respecto al nivel del último sótano correspondiente a 3.5 m de profundidad bajo el estrato de materiales pumíticos, se diseñaran para una capacidad de carga admisible de 90 ton/m² las zapatas aisladas y 67 ton/m² las zapatas corridas.

En este capítulo se desarrolla la revisión de los estados límite de falla y de servicio que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal con el fin de verificar que la alternativa de cimentación propuesta cumpla con lo señalado en dicho reglamento.

A continuación se presentan los resultados de la revisión de los estados límite de falla y de servicio para la cimentación propuesta.

4.2 Dimensionamiento de la cimentación.

Para el dimensionamiento de zapatas de cimentación se deberá considerar que el Reglamento de Construcción vigente para el Distrito Federal, indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:

- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima, afectadas por un factor de carga de 1.4.
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocado por el momento de volteo debido a sismo) afectadas por un factor de carga de 1.1.

En caso de la combinación de carga vertical y momento, que den lugar a excentricidad de carga debido a que la resultante se encuentre actuando a una distancia "e" del eje centroidal del cimiento, el dimensionamiento de la zapata debe ser tal que en el área efectiva $B' \times B$ no se rebase la presión de carga admisible determinada, para el valor de la carga que resulte mayor de las condiciones estáticas o dinámicas, siendo B' el ancho efectivo obtenido como sigue:

$$B' = B - 2e$$

donde:

B' : ancho reducido en m.

B : ancho de la zapata en m.

e : excentricidad con respecto al centroide del área de cimentación.

Una vez dimensionadas las zapatas se verificará que se satisfagan las desigualdades de los estados límite de falla tanto en condiciones estáticas como dinámicas que indica el Reglamento de Construcciones, con el siguiente procedimiento.

4.3 Acciones.

Las acciones a considerar en los análisis de cimentación serán las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y de cargas vivas con intensidad máxima, que afectadas de un factor de carga de 1.4 se emplearan en el análisis del estado límite de falla en condiciones estáticas y en el análisis del estado límite de servicio.
- b) La combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (sismo), afectadas por un factor de carga de 1.1 se emplearan en el análisis del estado límite de falla en condiciones dinámicas.

4.4 Capacidad de carga.

La capacidad de carga de los materiales del subsuelo de apoyo de las zapatas se calculo considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos - friccionantes y utilizando el criterio establecido en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, dado por la siguiente expresión⁽¹⁾:

$$R = [C N_c + \gamma D_f (N_q - 1) + 0.5 B \gamma N_\gamma] F_R + P_v$$

donde:

R : capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la zapata de cimentación, ton/m².

C : cohesión del material de apoyo, ton/m².

γ : peso volumétrico del suelo, en ton/m³.

D_f : profundidad de desplante de las zapatas, en m.

B : ancho de la zapata, en m.

F_R : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35.

N_c , N_q y N_γ : coeficiente de capacidad de carga para falla general calculados de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

⁽¹⁾ Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., 12 de Noviembre de 1987, Cap. 11, pág. 14.

- El coeficiente de capacidad de carga N_c está dado por la siguiente expresión:

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f / B + 0.25 B/L)$$

Para $D_f / B < 2$ y $B/L < 1$

donde :

D_f : es la profundidad de desplante , en m.

- El coeficiente de capacidad de carga N_q está dado por la siguiente expresión:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

donde :

ϕ : es el ángulo de fricción interna del material.

Y el valor obtenido de N_q se multiplicará por:

$(1 + \tan \phi)$ en el caso de zapatas cuadradas y por

$[1 + (B/L)] \tan \phi$ para cimientos rectangulares.

- El coeficiente de capacidad de carga N_γ esta dado por la expresión:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

Y el valor obtenido de N_γ se multiplicará por 0.6 para cimientos cuadrados, y por $[1 - 0.4 (B/L)]$ para cimientos rectangulares.

Considerando como parámetros de resistencia del suelo de apoyo de la cimentación una cohesión de 13 ton/m^2 , un ángulo de fricción interna de 30° y un peso volumétrico de 1.6 ton/m^3 , obtenidos de correlacionar estos con sus propiedades índice de los materiales de apoyo determinadas, se obtuvieron las siguientes capacidades de carga:

- ◆ ZAPATA CUADRADA DE ANCHO $B = 4.0 \text{ m}$.
DESPLANTADA A 2.0 m . DE PROFUNDIDAD.

$$P_v = 2.0 \text{ m} \times 1.6 \text{ ton/m}^3 = 3.2 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5.14 [1 + 0.25 (2/4) + 0.25 (4/4)] = 7.07$$

$$Nq' = \tan^2 (45^\circ + 30^\circ/2) e^{\pi \tan 30^\circ} = 18.40$$

$$Nq = Nq' (1 + \tan \phi) = 18.4 (1 + \tan 30^\circ) = 29.03$$

$$Ny' = 2 (29.03 + 1) \tan 30^\circ = 34.68$$

$$Ny = Ny' (0.6) = 20.8 (0.6) = 20.80$$

$$R = [(13 \times 7.07) + 3.2 (29.03 - 1) + 0.5 (4 \times 1.6 \times 20.8)]$$

$$R = 90 \text{ ton/m}^2.$$

- ◆ ZAPATA RECTANGULAR DE ANCHO $B = 1.0$ m, LARGO $L = 10.0$ m.
DESPLANTADA A 2.0 m. DE PROFUNDIDAD.

$$Pv = 2.0 \text{ m} \times 1.6 \text{ ton/m}^3 = 3.2 \text{ ton/m}^2$$

$$Nc = 5.14 [1 + 0.25 (2/1) + 0.25 (1/10)] = 7.84$$

$$Nq' = \tan^2 (45^\circ + 30^\circ/2) e^{\pi \tan 30^\circ} = 18.40$$

$$Nq = Nq' (1 + \tan \phi) = 18.40 (1 + 1/10) = 20.24$$

$$Ny' = 2 (20.24 + 1) \tan 30^\circ = 24.53$$

$$Ny = Ny' [1 - 0.4 (B/L)] = 24.53 [1 - 0.4 (1/10)] = 23.55$$

$$R = [(13 \times 7.84) + 3.2 (20.24 - 1) + 0.5 (1 \times 1.6 \times 23.55)]$$

$$R = 67 \text{ ton/m}^2.$$

De lo anterior se estableció que las zapatas tendrán una profundidad de desplante de 2.0 m a partir del nivel del último sótano con una capacidad de carga admisible de 90 ton/m² para las zapatas aisladas y 67 ton/m² para las zapatas corridas.

4.5 Revisión de los estados límite de falla

A. Estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima y el peso propio de la cimentación afectadas por un factor de carga de 1.4 y una vez dimensionadas las zapatas deberá verificarse que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum QFc}{A} < R$$

donde :

ΣQ : suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes (incluye peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad máxima, en ton

F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.4

A : área de la zapata en m^2 .

R : capacidad de carga del suelo de apoyo de las zapatas de cimentación, ya afectado por su factor de resistencia correspondiente, igual a 90 ton/m^2 para las zapatas aisladas y 67 ton/m^2 para las zapatas corridas.

B. Estado límite de falla en condiciones dinámicas

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se hará considerando la combinación de cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantánea, acción accidental más crítica (sismo), más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.1, una vez dimensionadas las zapatas deberá comprobarse que la desigualdad siguiente sea satisfecha:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < R$$

donde :

ΣQ : suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes (incluye peso de la cimentación) más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocado por el momento de volteo debido a sismo), en ton.

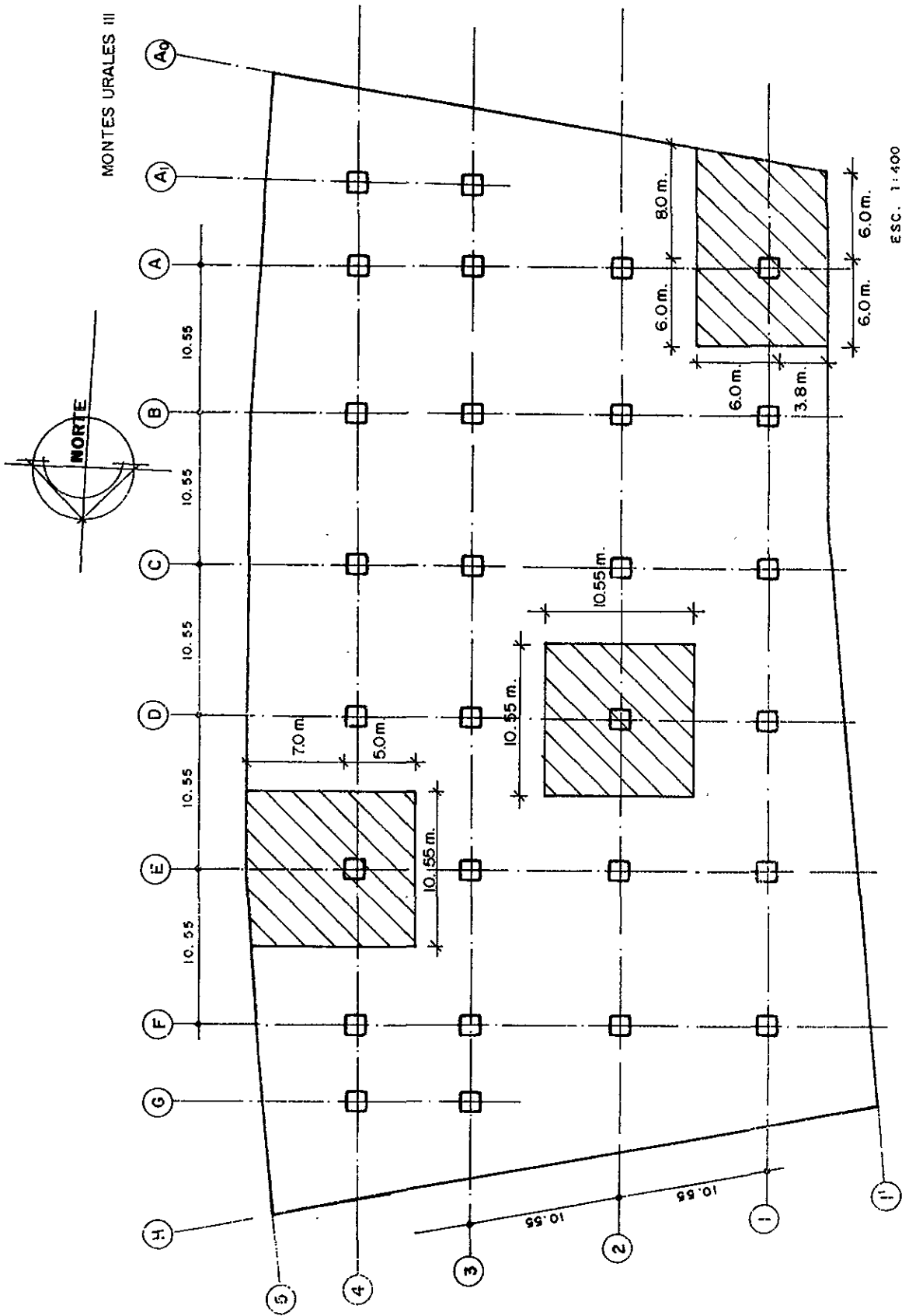
F_c : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

A : área de la zapata en m^2 .

R : capacidad de carga admisible de los materiales de apoyo de las zapatas de cimentación, ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, igual a 90 ton/m^2 para las zapatas aisladas y 67 ton/m^2 para las zapatas corridas.

En la figura 4.1 se muestra una planta de columnas indicando algunas áreas tributarias; y a continuación se muestran algunos resultados del dimensionamiento y revisión de algunas zapatas:

MONTES URALES III



ÁREA TRIBUTARIA DE ALGUNAS ZAPATAS

COLUMNA 2 - D

◆ Dimensionamiento de la zapata.

Considerando 1.0 ton/m² por nivel

5 niveles superiores = 5 x 1.0 ton/m² = 5.0 ton/m²

6 niveles en sótano = 6 x 1.0 ton/m² = 6.0 ton/m²

Área tributaria en los 5 niveles superiores 10.55 m x 10.55 m = 111.5 m²

Descarga de los 5 niveles superiores 111.5 m² x 5.0 ton/m² = 557.5 ton

Área tributaria en los 6 niveles en sótano 10.55 m x 10.55 m = 111.5 m²

Descarga de los 6 niveles en sótano 111.5 m² x 6.0 ton/m² = 669.0 ton

Descarga total de la columna 2 - D 557.5 ton + 669.0 ton = 1226.5 ton

Considerando 10% por

peso propio de la cimentación 1226.5 ton + 10% = 1349.0 ton

Afectada de un factor de carga de 1.4 = 1349.0 ton x 1.4 = 1888.5 ton.

$$\sigma = P/A \Rightarrow A = P/\sigma$$

$$A = 1888.5 \text{ ton} / 90 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 21.0 \text{ m}^2$$

Zapata cuadrada de ancho B = 4.6 m

◆ Revisión de la estabilidad de la zapata.

$$\Sigma QFc < R$$

$$1349.0 \text{ ton} \times 1.4 < 90 \text{ ton/m}^2 \times (4.6 \text{ m} \times 4.6 \text{ m})$$

$$\underline{1888.5 \text{ ton} < 1904.5 \text{ ton}}$$

COLUMNA 4 - E

◆ Dimensionamiento de la zapata.

Considerando 1.0 ton/m² por nivel

$$5 \text{ niveles superiores} = 5 \times 1.0 \text{ ton/m}^2 = 5.0 \text{ ton/m}^2$$

$$6 \text{ niveles en sótano} = 6 \times 1.0 \text{ ton/m}^2 = 6.0 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Área tributaria en los 5 niveles superiores} \quad 10.55 \text{ m} \times 5.0 \text{ m} = 53.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Descarga de los 5 niveles superiores} \quad 53.0 \text{ m}^2 \times 5.0 \text{ ton/m}^2 = 265.0 \text{ ton}$$

$$\text{Área tributaria en los 6 niveles en sótano} \quad 10.55 \text{ m} \times 12.0 \text{ m} = 126.6 \text{ m}^2$$

$$\text{Descarga de los 6 niveles en sótano} \quad 126.6 \text{ m}^2 \times 6.0 \text{ ton/m}^2 = 759.5 \text{ ton}$$

$$\text{Descarga total de la columna 4 - E} \quad 265.0 \text{ ton} + 759.5 \text{ ton} = 1024.5 \text{ ton}$$

Considerando 10% por

$$\text{peso propio de la cimentación} \quad 1024.5 \text{ ton} + 10\% = 1127.0 \text{ ton}$$

$$\text{Afectada de un factor de carga de 1.4} \quad = 1127.0 \text{ ton} \times 1.4 = 1578.0 \text{ ton}.$$

$$\sigma = P/A \Rightarrow A = P/\sigma$$

$$A = 1578.0 \text{ ton} / 90 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 17.5 \text{ m}^2$$

Zapata cuadrada de ancho B = 4.2 m

◆ Revisión de la estabilidad de la zapata.

$$\Sigma QFc < R$$

$$1127.0 \text{ ton} \times 1.4 < 90 \text{ ton/m}^2 \times (4.2 \text{ m} \times 4.2 \text{ m})$$

$$\underline{1578.0 \text{ ton} < 1588.0 \text{ ton}}$$

COLUMNA 1 - A

◆ Dimensionamiento de la zapata.

Considerando 1.0 ton/m² por nivel

5 niveles superiores = 5 x 1.0 ton/m² = 5.0 ton/m²

6 niveles en sótano = 6 x 1.0 ton/m² = 6.0 ton/m²

Área tributaria en los 5 niveles superiores 6.0 m x 6.0 m = 36.0 m²

Descarga de los 5 niveles superiores 36.0 m² x 5.0 ton/m² = 180.0 ton

Área tributaria en los 6 niveles en sótano $\frac{(14.0 \text{ m} + 12.0 \text{ m}) \cdot 9.8 \text{ m}}{2} = 127.5 \text{ m}^2$

Descarga de los 6 niveles en sótano 127.5 m² x 6.0 ton/m² = 765.0 ton

Descarga total de la columna 1 - A 180.0 ton + 765.0 ton = 945.0 ton

Considerando 10% por peso propio de la cimentación 945.0 ton + 10% = 1039.5 ton

Afectada de un factor de carga de 1.4 = 1039.5 ton x 1.4 = 1455.5 ton

$$\sigma = P/A \Rightarrow A = P/\sigma$$

$$A = 1455.5 \text{ ton} / 90 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 16.2 \text{ m}^2$$

Zapata cuadrada de ancho B = 4.1 m

◆ Revisión de la estabilidad de la zapata.

$$\Sigma QF_c < R$$

$$1039.5 \text{ ton} \times 1.4 < 90 \text{ ton/m}^2 \times (4.1 \text{ m} \times 4.1 \text{ m})$$

$$\underline{1455.5 \text{ ton} < 1513.0 \text{ ton}}$$

4.6 Revisión del estado límite de servicio.

La revisión del estado límite de servicio de la estructura correspondiente a la estimación de los asentamientos que sufrirán los materiales de apoyo de las zapatas de cimentación.

Cualquier suelo al someterlo a un incremento de carga se deforma. La deformación puede ocurrir a corto o a largo plazo, o bien, bajo ambas condiciones.

La deformación a corto plazo es de tipo elasto - plástico y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Se le denomina deformación o asentamiento elástico. La deformación a largo plazo es debida a la acción de cargas de larga duración que producen la consolidación del terreno de cimentación, distinguiéndose dos componentes: consolidación primaria y consolidación secundaria.

La consolidación primaria ocurre en suelos finos plásticos, de baja permeabilidad, en los que el tiempo que tarda para producirse es función del tiempo de expulsión del agua que los satura. Este fenómeno se estudia a partir de la teoría de consolidación de Terzaghi.

La consolidación secundaria se presenta en algunos suelos (principalmente arcillas muy compresibles, suelos altamente orgánicos, micáceos, etc.) que después de sufrir el proceso de consolidación primaria, continua deformándose en forma similar al comportamiento de un cuerpo viscoso; este proceso continua durante muchos años.

En base a lo anterior expuesto y considerando las características estratigráficas y físicas de los materiales de apoyo de las zapatas de cimentación, mencionadas en el capítulo 3, constituidos por una toba volcanica limo arenosa poco arcillosa, intercalado con lentes de materiales aluviales, de alta compacidad, subyacido por una arena con gravas y fragmentos de roca caliza, muy compactos; los asentamientos que se presentarán serán de tipo elástico y se calcularon aplicando el criterio de la teoría de la elasticidad mediante el empleo de la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{1 - U^2}{E} P B I_{\delta}$$

donde:

δ : deformación elástica vertical, bajo el centro del área cargada, en m.

U : relación de Poisson, adimensional.

E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m².

P : presión de contacto aplicada por las zapatas, en ton/m^2 .

B : ancho de la zapata, en m

I_δ : factor de forma adimensional que depende del punto en que se desee estimar el asentamiento, y la forma de la zapata, (TABLA I).

TABLA I

Forma del área	Valor de influencia I_δ		
	Centro	Esquina	Medio
Cuadrada	1.12	0.56	0.95
Rectangular $L/B = 2$	1.52	0.76	1.30
$L/B = 5$	2.10	1.05	1.83
$L/B = 10$	2.54	1.27	2.20
Circular (D en vez de B)	1.00	0.64 (borde)	0.85

Los hundimientos estimados para diferentes anchos de zapatas, se realizaron considerando una relación de Poisson de 0.35 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de 12000 ton/m^2 (obtenido de la correlación de estos con sus propiedades índice), como se indica a continuación:

CALCULO DE ASENTAMIENTOS PARA ZAPATAS CUADRADAS.

$B = L$ por lo tanto $L/B = 1$ $P = 90 \text{ ton/m}^2$ $U = 0.35$ $E = 12000 \text{ ton/m}^2$

B m	I_δ centro	I_δ esquina	δ centro m	δ esquina m
1.5	1.12	0.56	0.0111	0.0055
2.0	1.12	0.56	0.0147	0.0074
2.5	1.12	0.56	0.0184	0.0092
3.0	1.12	0.56	0.0221	0.0111
3.5	1.12	0.56	0.0258	0.0129
4.0	1.12	0.56	0.0295	0.0147
4.5	1.12	0.56	0.0332	0.0166
5.0	1.12	0.56	0.0369	0.0184
5.5	1.12	0.56	0.0405	0.0203

CALCULO DE ASENTAMIENTOS PARA ZAPATAS CORRIDAS.

$$P = 67 \text{ ton/m}^2 \quad U = 0.35 \quad E = 12000 \text{ ton/m}^2$$

L	B	L/B	l_δ	l_δ	δ	δ
m	m		centro	esquina	centro	esquina
					m	m
9	1.0	9.0	2.45	1.23	0.0120	0.0060
9	1.5	6.0	2.19	1.09	1.0161	0.0080
10	1.0	10.0	2.54	1.27	0.0124	0.0062
10	1.5	6.67	2.25	1.12	0.0165	0.0082
11	1.0	11.0	2.55	1.28	0.0125	0.0063
11	1.5	7.33	2.31	1.15	0.0170	0.0085

En la figura 4.2 se han graficado los resultados anteriores.

Determinación de las deformaciones diferenciales máximas.

Con los asentamientos obtenidos de cada zapata se cálculo la deformación diferencial entre el centro y la esquina de estas con la siguiente expresión:

$$S = \frac{\Delta H_{\text{máx}} - \Delta H_{\text{mín}}}{L}$$

donde:

S : relación entre el asentamiento máximo y mínimo y el claro entre ellos

$\Delta H_{\text{máx}}$: asentamiento máximo (al centro de la zapata)

$\Delta H_{\text{mín}}$: asentamiento mínimo (en las esquinas de la zapata)

L : Longitud del claro entre zapatas

Los resultados para las zapatas cuadradas se presentan en al siguiente tabla

B	δ	δ	L	S	<	S
m	centro	esquina	m			permisible
	m	m				
1.5	0.0111	0.0055	8.28	0.0007	<	0.004
2.0	0.0147	0.0074	8.06	0.0009	<	0.004
2.5	0.0184	0.0092	7.85	0.0012	<	0.004
3.0	0.0221	0.0111	7.65	0.0014	<	0.004
3.5	0.0258	0.0129	7.46	0.0017	<	0.004
4.0	0.0295	0.0147	7.28	0.0020	<	0.004
4.5	0.0332	0.0166	7.12	0.0023	<	0.004
5.0	0.0369	0.0184	6.96	0.0027	<	0.004
5.5	0.0405	0.0203	6.83	0.0030	<	0.004

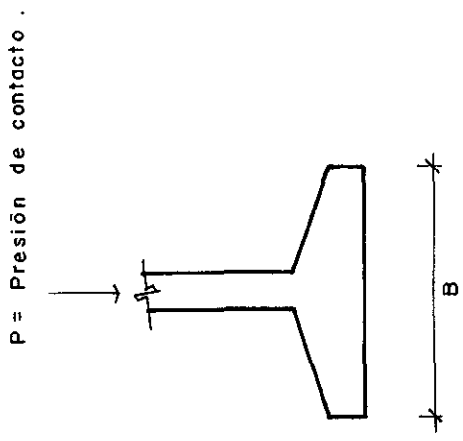
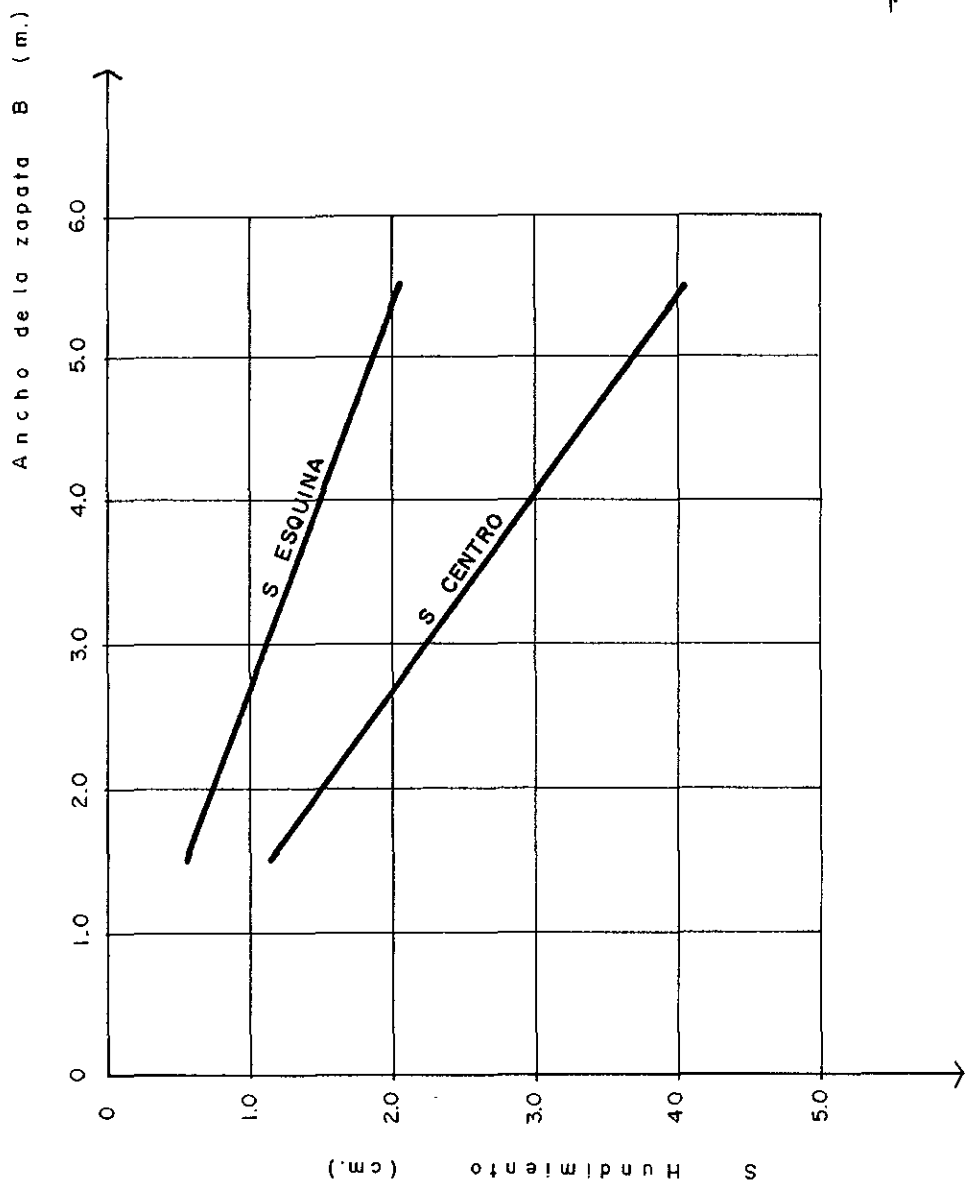


FIGURA No. 4.1 ASENTAMIENTOS ELASTICOS PARA
ZAPATAS CUADRADAS .

Los resultados para las zapatas corridas se presentan en la siguiente tabla

L m	B m	δ centro m	δ esquina m	L m	S	<	S permisible
9.0	1.0	0.0120	0.0060	4.52	0.0013	<	0.004
9.0	1.5	0.0161	0.0080	4.56	0.0018	<	0.004
10.0	1.0	0.0124	0.0062	5.02	0.0012	<	0.004
10.0	1.5	0.0165	0.0082	5.06	0.0016	<	0.004
11.0	1.0	0.0125	0.0063	5.52	0.0011	<	0.004
11.0	1.5	0.0170	0.0085	5.55	0.0015	<	0.004

Se observa que las deformaciones diferenciales son menores a las permisibles de acuerdo al límite marcado por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal que es de 0.004 para estructuras resueltas a base de marcos de concreto.

4.7 Empuje sobre muros rígidos perimetrales.

Debido a que la estructura tendrá seis sótanos y estos se encuentran en contacto con el suelo, los muros perimetrales deberán diseñarse para soportar los empujes provocados por el suelo.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, así como las del proyecto, se determinaron las presiones a largo plazo que obrarán sobre los muros rígidos perimetrales, siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad considerando los siguientes efectos:

- La presión de la masa del suelo en condición de reposo, obtenida como el producto del peso volumétrico total, por los espesores en que éstos se consideran del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 .^[2]

[2] El coeficiente de presión de tierras en reposo es una constante de proporcionalidad entre la presión vertical y la presión horizontal a una profundidad determinada. Sus valores varían entre 0.6 para materiales de relleno, 0.4 para arenas y gravas sueltas; y 0.25 para materiales limo arenosos compactos

- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.5 ton/m^2 actuando en la superficie del terreno, para las colindancias con la vía pública^[3], 4.0 ton/m^2 para la colindancia con estructuras de dos niveles y 5.0 ton/m^2 para la estructura que se tiene en la colindancia norte.
- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizando por un coeficiente sísmico de 0.16 ^[4] (Zona de Lomas).

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen, obteniéndose la envolvente de presiones horizontales que deberán considerarse en el diseño de los muros. En las figuras 4.3 a 4.5 se presentan los resultados obtenidos en forma gráfica.

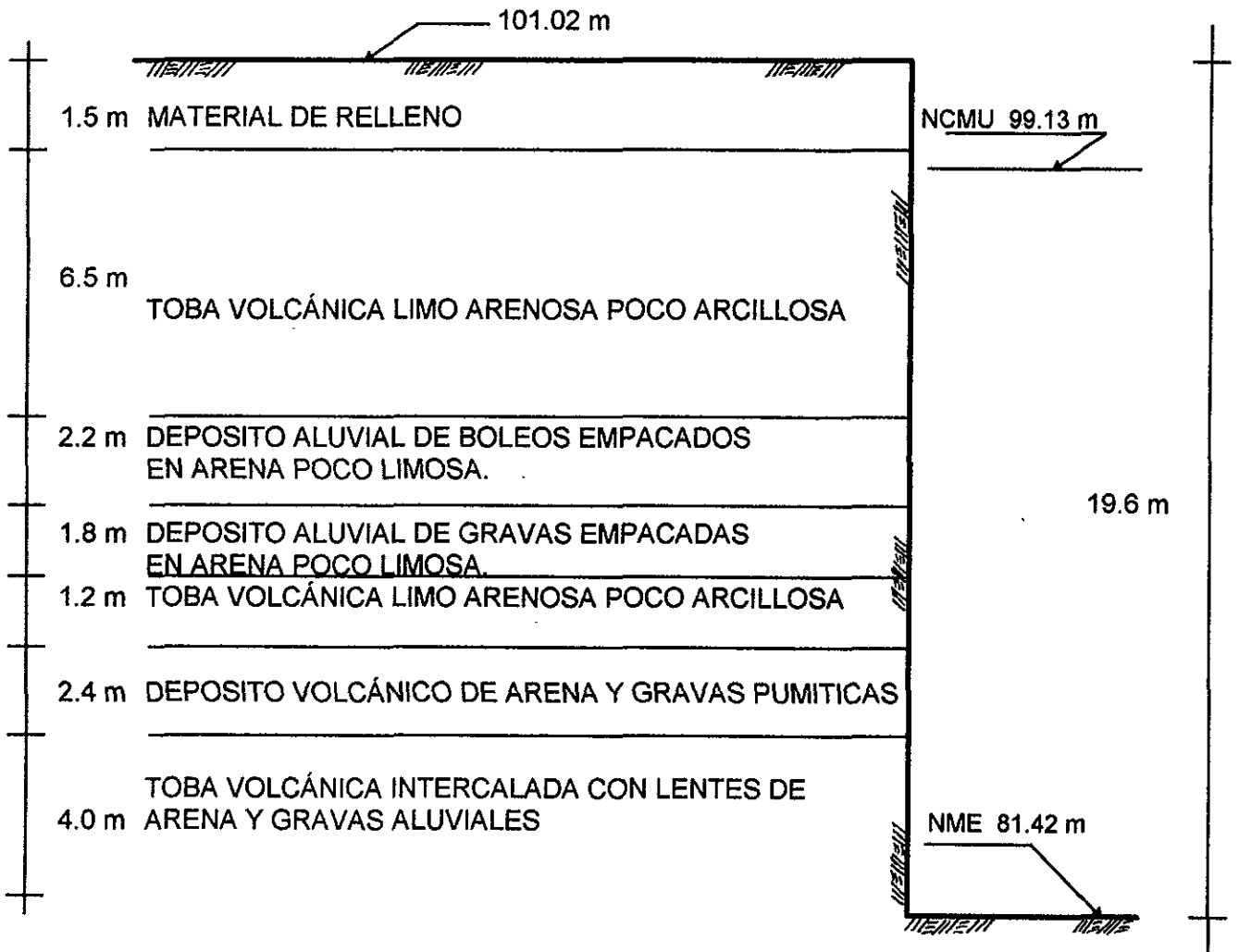
A continuación se muestran los resultados del cálculo de estos empujes.

[3] Para el cálculo de las presiones sobre muros rígidos perimetrales, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal indica considerar el efecto de una sobrecarga uniformemente distribuida en la superficie de la excavación de 1.5 ton/m^2 como mínimo. Se determinó utilizar este valor en la colindancia con Vía Pública y en la colindancia Sur donde no existen estructuras vecinas que pudieran hacer considerar un valor mayor de la sobrecarga al marcado como mínimo en el Reglamento.

[4] Para estructuras desplantadas en la Zona I (de Lomas), el Reglamento determina emplear un coeficiente sísmico de 0.16 . Además el empuje sísmico considera dividir este coeficiente por un factor de ductilidad, que dadas las características estructurales, se considera de 3.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

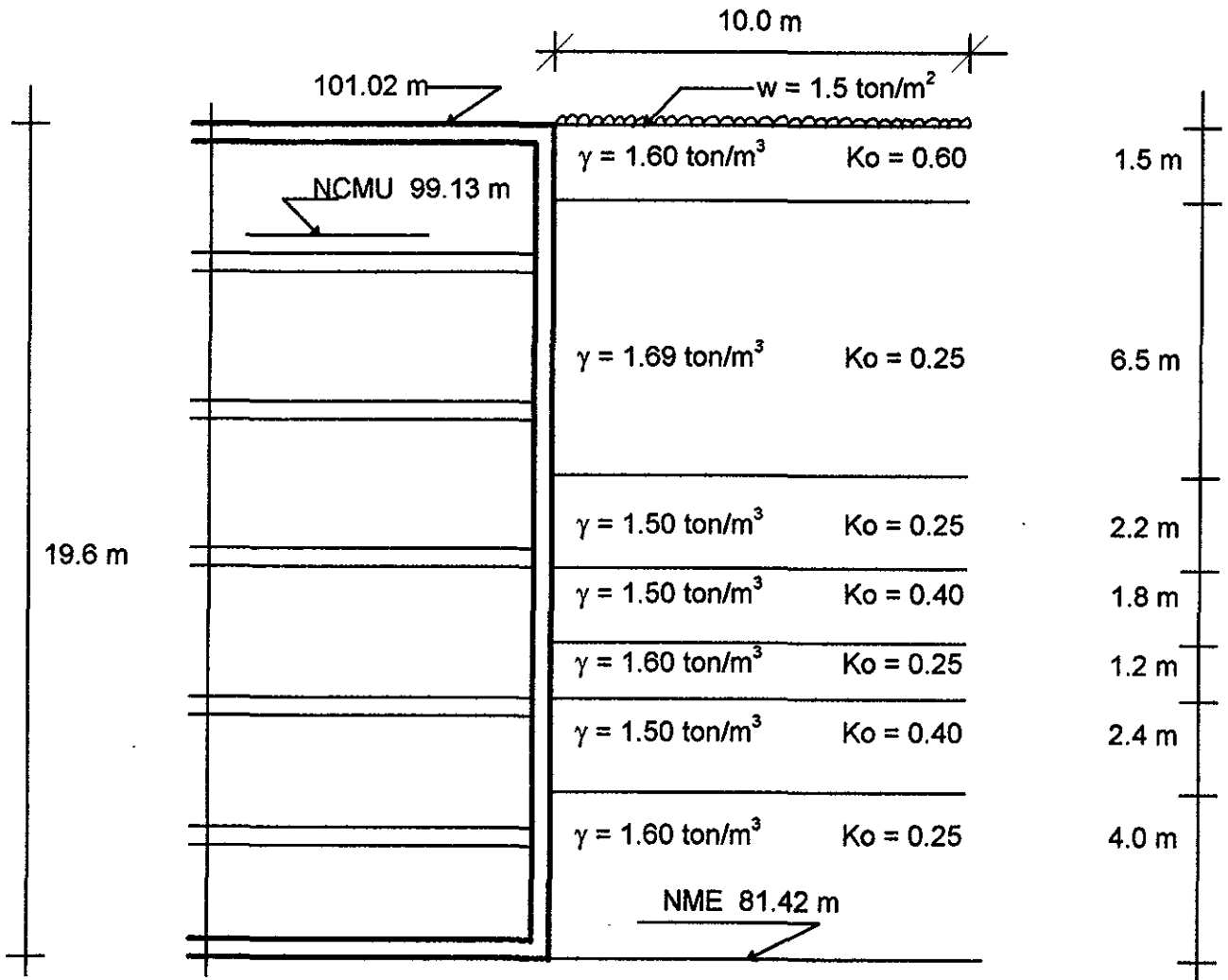
① *Estratigrafía.*



NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.
NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

② *Condición Analizada.*



γ : Peso volumétrico natural.

K_0 : Coeficiente de presión de tierras en reposo.

w : Sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie contigua a la excavación.

NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.

NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

③ *Empuje del suelo.*

$$Es = Pv Ko$$

$$Pv = \gamma h$$

$$Es = \gamma h Ko$$

Profundidad m	h m	γ ton/m ³	$Pv = \gamma h$ ton/m ²	Ko	$Es = \gamma h Ko$ ton/m ²	Σ ton/m ²
0.0 - 1.5	1.5	1.60	2.40	0.60	1.44	1.44
1.5 - 8.0	6.5	1.69	10.99	0.25	2.75	4.19
8.0 - 10.2	2.2	1.50	3.30	0.25	0.83	5.02
10.2 - 12.0	1.8	1.50	2.70	0.40	1.08	6.10
12.0 - 13.2	1.2	1.60	1.92	0.25	0.48	6.58
13.2 - 15.6	2.4	1.50	3.60	0.40	1.44	8.02
15.6 - 19.6	4.0	1.60	6.40	0.25	1.60	9.62

Es : Empuje debido al suelo en ton/m² .

Pv : Presión vertical en ton/m² .

γ : Peso volumétrico natural en ton/m³ .

h : Espesor del estrato en m.

Ko : Coeficiente de presión de tierras en reposo.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

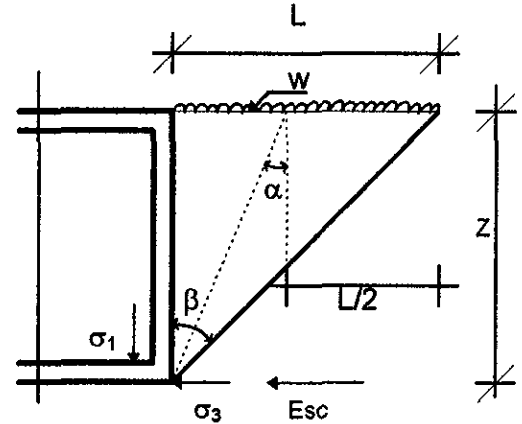
④ *Empuje debido a la sobrecarga.*

$$Esc = \sigma_1 \text{Sen}^2 \alpha + \sigma_3 \text{Cos}^2 \alpha$$

$$\sigma_1 = \frac{w}{\pi} (\beta + \text{Sen } \beta)$$

$$\sigma_3 = \frac{w}{\pi} (\beta - \text{Sen } \beta)$$

$$\alpha = \beta/2$$



$$Esc = \frac{w}{\pi} [(\beta + \text{Sen } \beta) \text{Sen}^2 \beta/2 + (\beta - \text{Sen } \beta) \text{Cos}^2 \beta/2]$$

$$\beta = \tan^{-1} L/Z$$

$$\frac{\beta \times \pi}{180^\circ} = \text{Radianes}$$

Para L = 10 m y w = 1.5 ton/m²

① Z m	② β radianes	③ (β + Sen β) Sen ² β/2	④ (β - Sen β) Cos ² β/2	⑤ ③ + ④	⑥ Esc = w / π × ⑤ ton/m ²
0.0	1.57	1.29	0.29	1.58	0.75
1.5	1.42	1.03	0.25	1.28	0.61
8.0	0.90	0.31	0.09	0.40	0.19
10.2	0.78	0.21	0.06	0.27	0.13
12.0	0.69	0.15	0.05	0.20	0.09
13.2	0.65	0.13	0.04	0.17	0.08
15.6	0.57	0.09	0.03	0.12	0.06
19.6	0.47	0.05	0.02	0.07	0.03

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

⑤ *Empuje debido a sismo.*

$$\phi = 30^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + \phi / 2)$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + 30^\circ / 2) = 30^\circ$$

$$\tan \alpha = x / h \rightarrow x = h \tan \alpha$$

$$x = 19.6 \tan 30^\circ = 11.32 \text{ m}$$

Área de la cuña

$$A = \frac{(x)(h)}{2}$$

Peso de la cuña

$$w = (A)(\gamma)$$

$$w = \frac{(11.32 + 10.45) 1.5}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(10.45 + 6.70) 6.5}{2} (1.69 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(6.70 + 5.43) 2.2}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(5.43 + 4.40) 1.8}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) + \frac{(4.40 + 3.70) 1.2}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(3.70 + 2.31) 2.4}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) + \frac{(2.31 \times 4.00)}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3)$$

$$w = 26.12 + 94.20 + 20.01 + 13.27 + 7.78 + 10.82 + 7.39 = 179.59 \text{ ton}$$

Empuje Sísmico

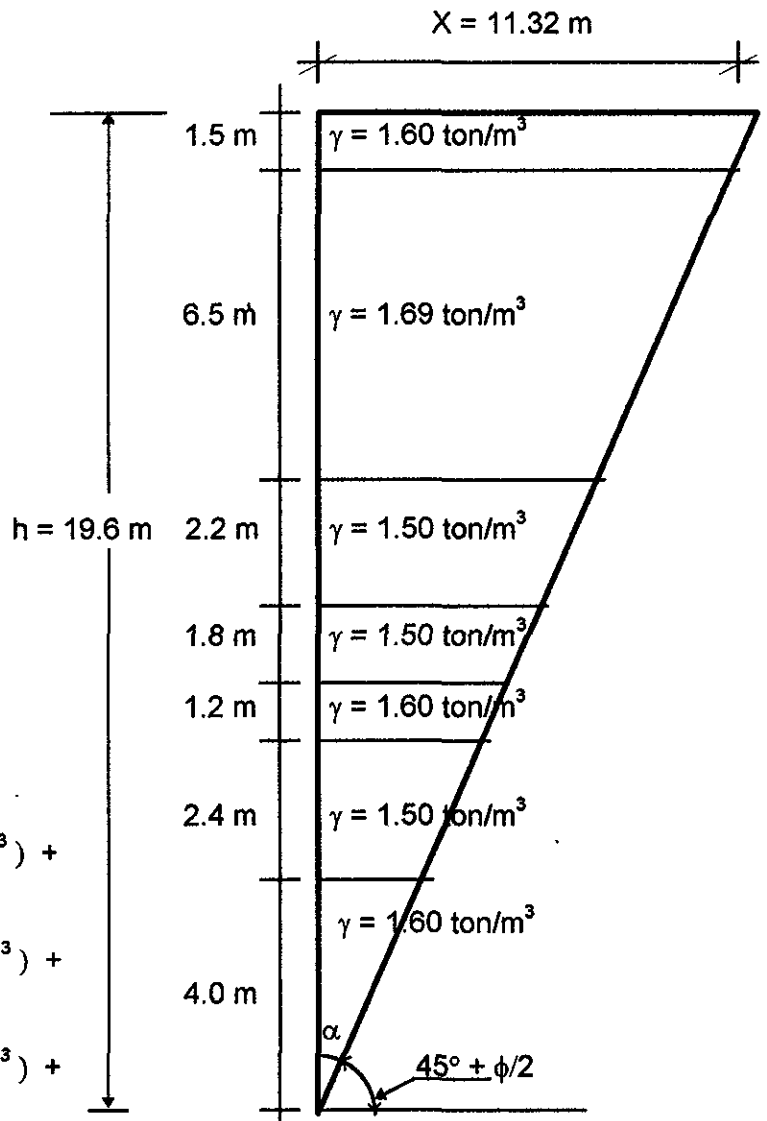
$$E = W \frac{C_s}{Q} \quad C_s = 0.16 \text{ Zona de Lomas} \\ Q = 3$$

$$E = 179.59 \frac{0.16}{3} = 9.58$$

Empuje Sísmico por metro

$$E_{ss} = E/h$$

$$E_{ss} = 9.58/19.6 = \underline{\underline{0.49 \text{ ton/m}^2}}$$



EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA
CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

⑥ *Empuje Total.*

$$E_T = E_s + E_{sc} + E_{ss}$$

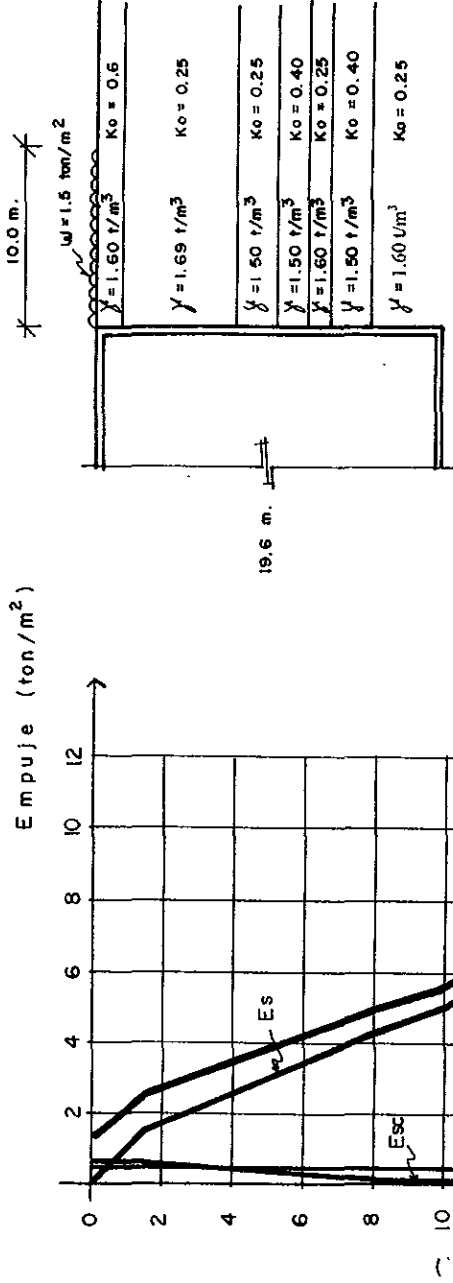
Profundidad. h. m	E_s ton/m ²	E_{sc} ton/m ²	E_{ss} ton/m ²	E_T ton/m ²
0.0	0.00	0.75	0.49	1.24
1.5	1.44	0.61	0.49	2.54
8.0	4.19	0.19	0.49	4.87
10.2	5.02	0.13	0.49	5.64
12.0	6.10	0.09	0.49	6.68
13.2	6.58	0.08	0.49	7.15
15.6	8.02	0.06	0.49	8.57
19.6	9.62	0.03	0.49	10.14

E_s = Empuje del suelo.

E_{sc} = Empuje debido a la sobrecarga.

E_{ss} = Empuje debido a sismo.

E_T = Empuje total.



CONDICION ANALIZADA

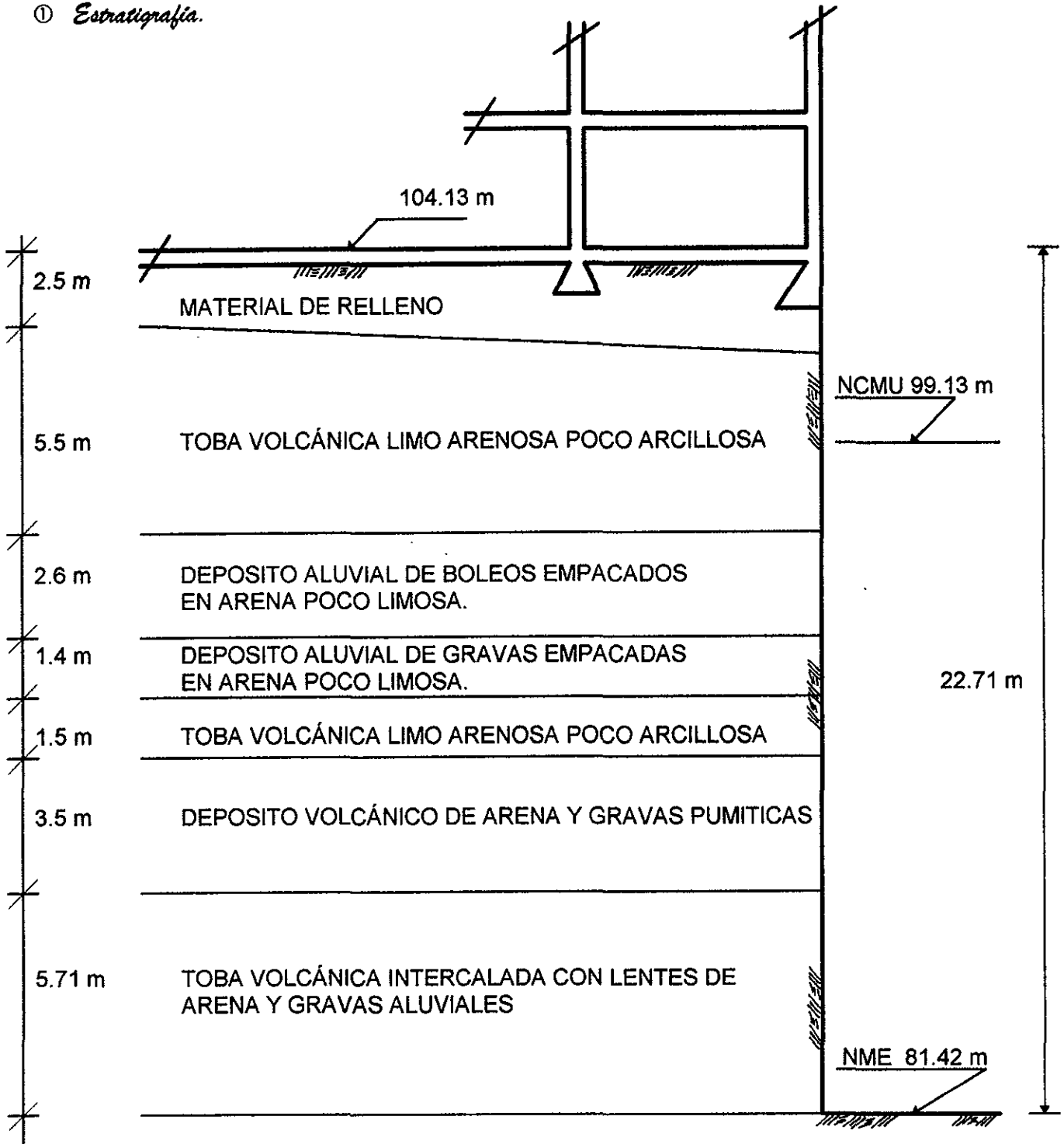
- Es : Empuje del suelo .
- Esc : Empuje por sobrecarga .
- Ess : Empuje debido a sismo .
- ET : Empuje total por diseño .
- γ : Peso volumétrico natural .
- K_0 : Coeficiente de presión de tierras en reposo .

ESC. I 200

DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES
HACIA COLINDANCIA CON VIA PUBLICA Y COLINDANCIA SUR .

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA
CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

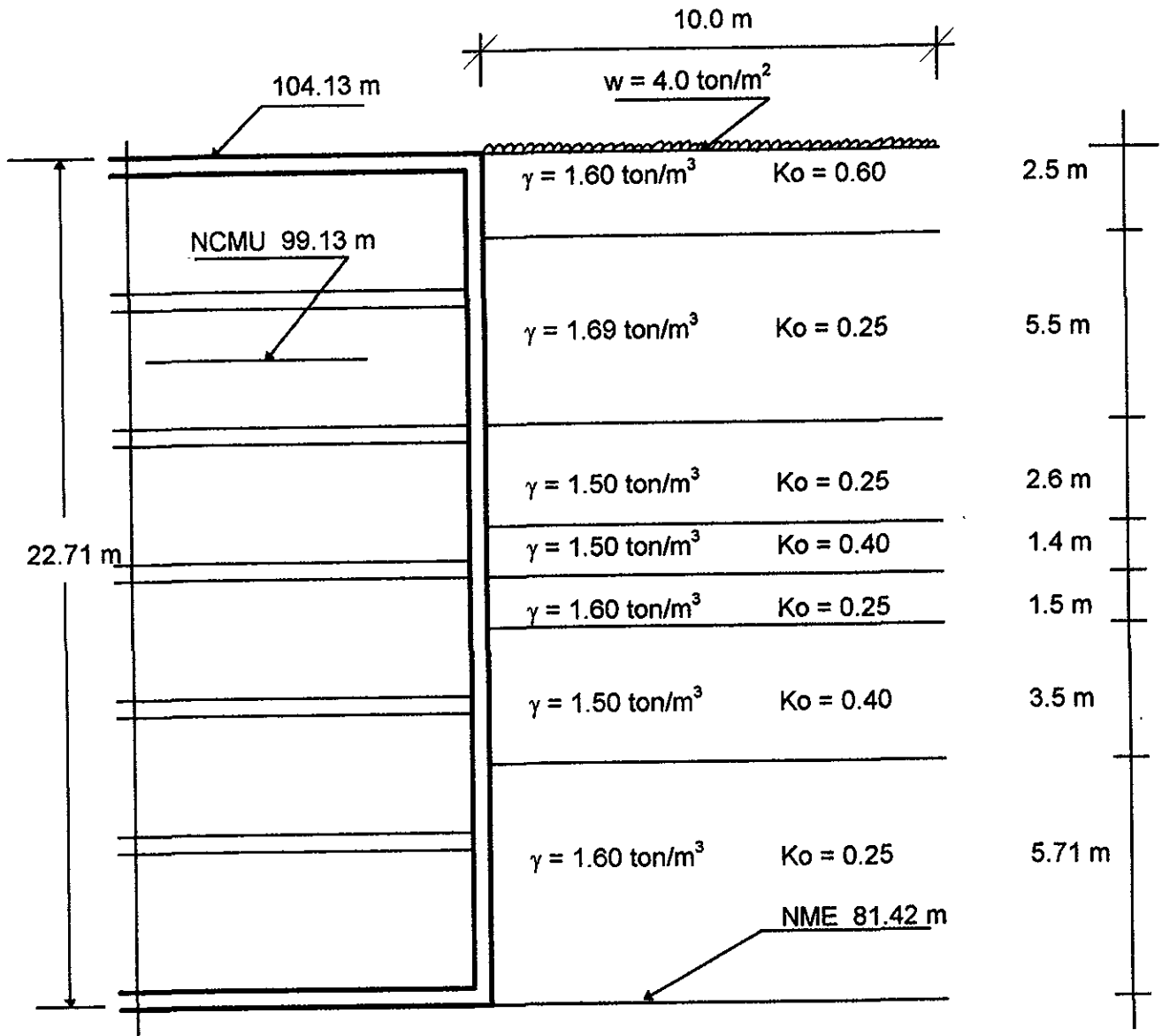
① *Estratigrafía.*



NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.
NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

② *Condición Analizada.*



γ : Peso volumétrico natural.

K_o : Coeficiente de presión de tierras en reposo.

w : Sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie contigua a la excavación.

NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.

NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

③ *Empuje del suelo.*

$$Es = Pv Ko$$

$$Pv = \gamma h$$

$$Es = \gamma h Ko$$

Profundidad m	h m	γ ton/m ³	$Pv = \gamma h$ ton/m ²	Ko	$Es = \gamma h Ko$ ton/m ²	Σ ton/m ²
0.0 - 2.5	2.5	1.60	4.00	0.60	2.40	2.40
2.5 - 8.0	5.5	1.69	9.30	0.25	2.32	4.72
8.0 - 10.6	2.6	1.50	3.90	0.25	0.98	5.70
10.6 - 12.0	1.4	1.50	2.10	0.40	0.84	6.54
12.0 - 13.5	1.5	1.60	2.40	0.25	0.60	7.14
13.5 - 17.0	3.5	1.50	5.25	0.40	2.10	9.24
17.0 - 22.71	5.71	1.60	9.14	0.25	2.28	11.52

Es : Empuje debido al suelo en ton/m² .

Pv : Presión vertical en ton/m² .

γ : Peso volumétrico natural en ton/m³ .

h : Espesor del estrato en m.

Ko : Coeficiente de presión de tierras en reposo.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

④ *Empuje debido a la sobrecarga.*

$$Esc = \sigma_1 \text{ Sen}^2 \alpha + \sigma_3 \text{ Cos}^2 \alpha$$

$$\sigma_1 = \frac{w}{\pi} (\beta + \text{Sen } \beta)$$

$$\sigma_3 = \frac{w}{\pi} (\beta - \text{Sen } \beta)$$

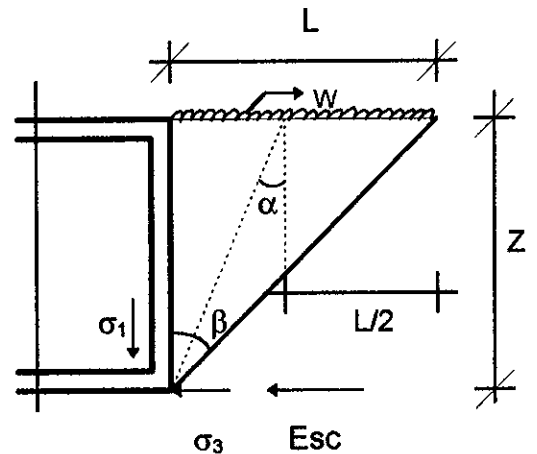
$$\alpha = \beta/2$$

$$Esc = \frac{w}{\pi} [(\beta + \text{Sen } \beta) \text{ Sen}^2 \beta/2 + (\beta - \text{Sen } \beta) \text{ Cos}^2 \beta/2]$$

$$\beta = \tan^{-1} L / Z$$

$$\frac{\beta \times \pi}{180^\circ} = \text{Radianes}$$

Para $L = 10 \text{ m}$ y $w = 4.0 \text{ ton/m}^2$



① Z m	② β radianes	③ (β + Sen β) Sen ² β/2	④ (β - Sen β) Cos ² β/2	⑤ ③ + ④	⑥ Esc = w / π × ⑤ ton/m ²
0.0	1.57	1.29	0.29	1.58	2.00
2.5	1.33	0.87	0.22	1.09	1.39
8.0	0.90	0.31	0.09	0.40	0.51
10.6	0.76	0.20	0.06	0.26	0.33
12.0	0.69	0.15	0.05	0.20	0.25
13.5	0.64	0.12	0.04	0.16	0.20
17.0	0.53	0.07	0.02	0.09	0.11
22.71	0.41	0.03	0.01	0.04	0.05

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

⑤ *Empuje debido a sismo.*

$$\phi = 30^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + \phi / 2)$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + 30^\circ / 2) = 30^\circ$$

$$\tan \alpha = x / h \rightarrow x = h \tan \alpha$$

$$x = 22.71 \tan 30^\circ = 13.11 \text{ m}$$

Área de la cuña

$$A = \frac{(x)(h)}{2}$$

Peso de la cuña

$$w = (A)(\gamma)$$

$$w = \frac{(13.11 + 11.67) 2.5}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(11.67 + 8.49) 5.5}{2} (1.69 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(8.49 + 6.99) 2.6}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(6.99 + 6.18) 1.4}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(6.18 + 5.32) 1.5}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(5.32 + 3.30) 3.5}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) + \frac{(3.30 \times 5.71)}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3)$$

$$w = 49.56 + 93.69 + 30.19 + 13.84 + 13.80 + 22.63 + 15.07 = 238.78 \text{ ton}$$

Empuje Sísmico

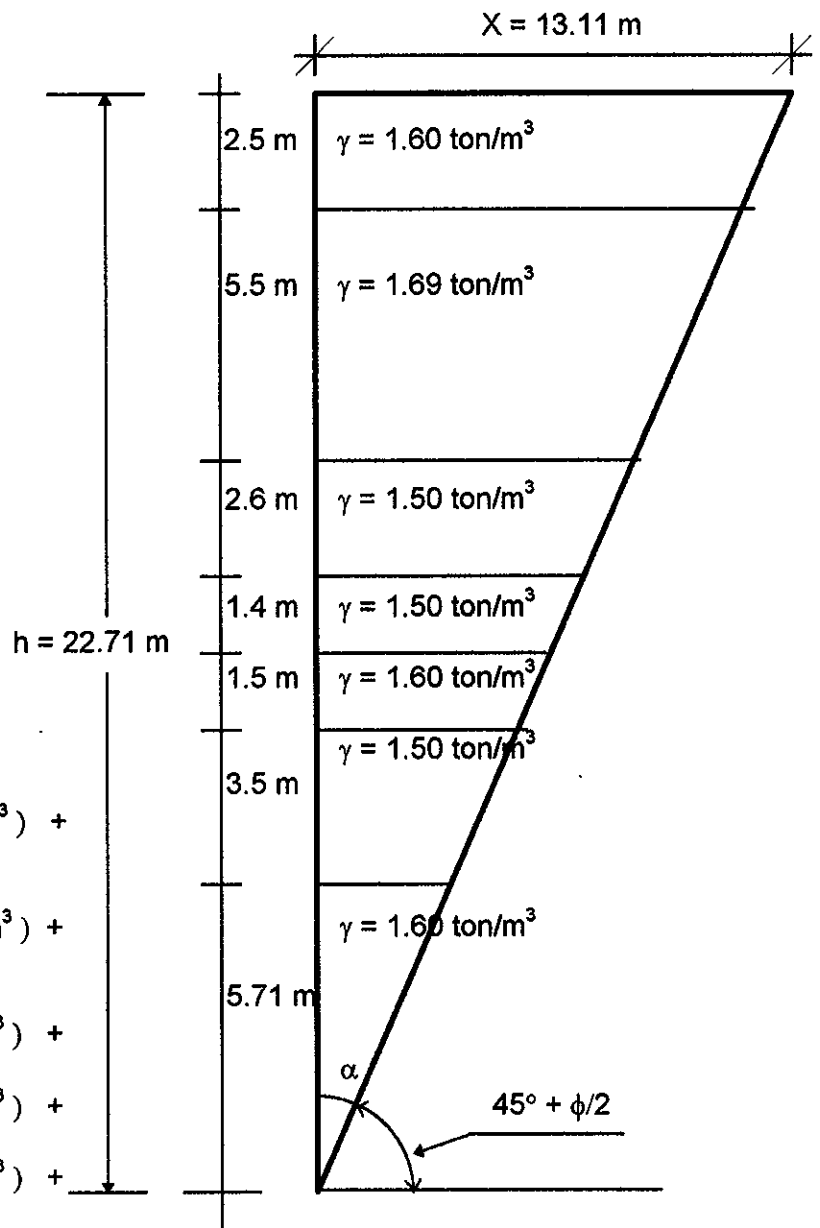
$$E = W \frac{C_s}{Q} \quad C_s = 0.16 \text{ Zona de Lomas} \\ Q = 3$$

$$E = 238.78 \times \frac{0.16}{3} = 12.73$$

Empuje Sísmico por metro

$$E_{ss} = E/h$$

$$E_{ss} = 12.73 / 22.71 = \underline{\underline{0.56 \text{ ton/m}^2}}$$



EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

© *Empuje Total.*

$$E_T = E_s + E_{sc} + E_{ss}$$

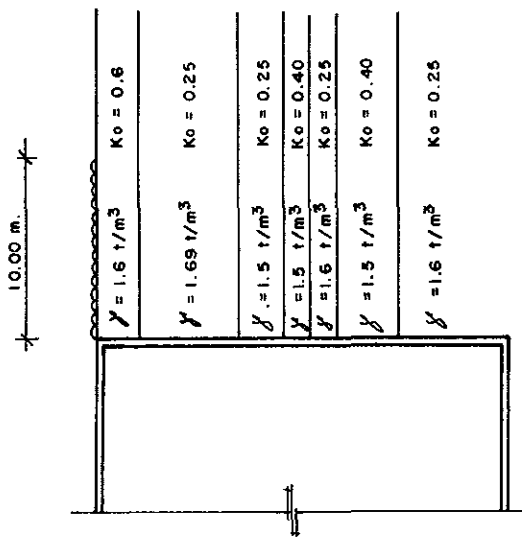
Profundidad. h m	E_s ton/m ²	E_{sc} ton/m ²	E_{ss} ton/m ²	E_T ton/m ²
0.0	0.00	2.00	0.56	2.56
2.5	2.40	1.39	0.56	4.35
8.0	4.72	0.51	0.56	5.79
10.6	5.70	0.33	0.56	6.59
12.0	6.54	0.25	0.56	7.35
13.5	7.14	0.20	0.56	7.90
17.0	9.24	0.11	0.56	9.91
22.71	11.54	0.05	0.56	12.15

E_s = Empuje del suelo.

E_{sc} = Empuje debido a la sobrecarga.

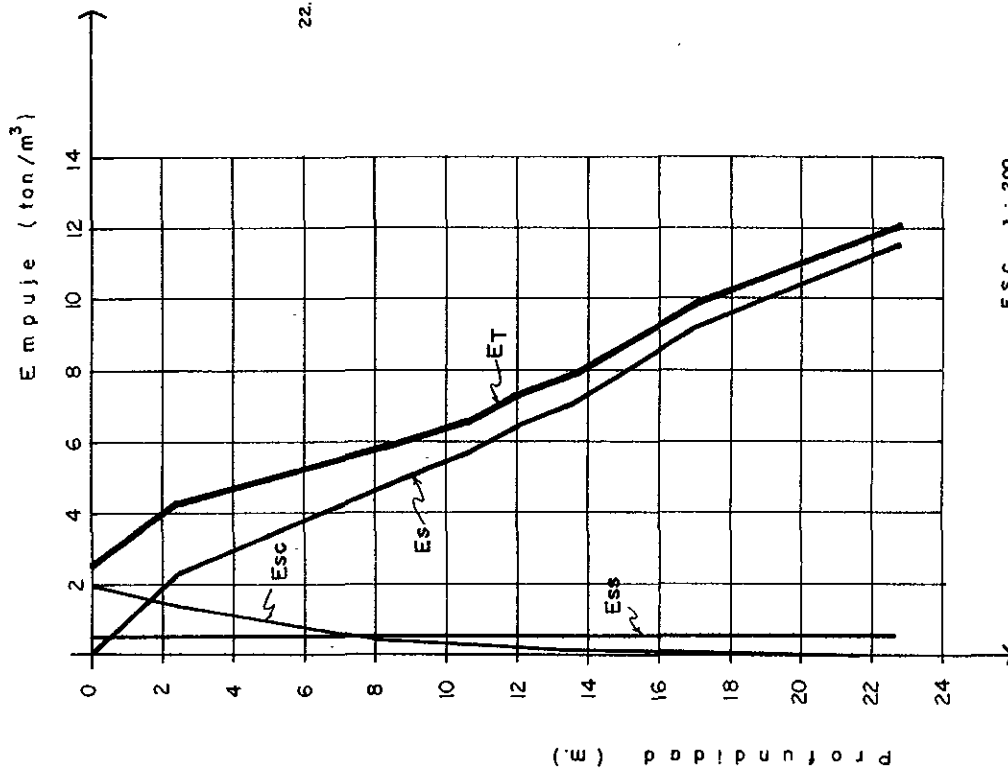
E_{ss} = Empuje debido a sismo.

E_T = Empuje total.



CONDICION ANALIZADA

- Es : EMPUJE DEL SUELO .
- Esc : EMPUJE DEBIDO A LA SOBRECARGA .
- Ess : EMPUJE POR SISMO .
- ET : EMPUJE TOTAL POR DISEÑO .
- γ : PESO VOLUMETRICO NATURAL .
- K_0 : COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRAS EN REPOSO .

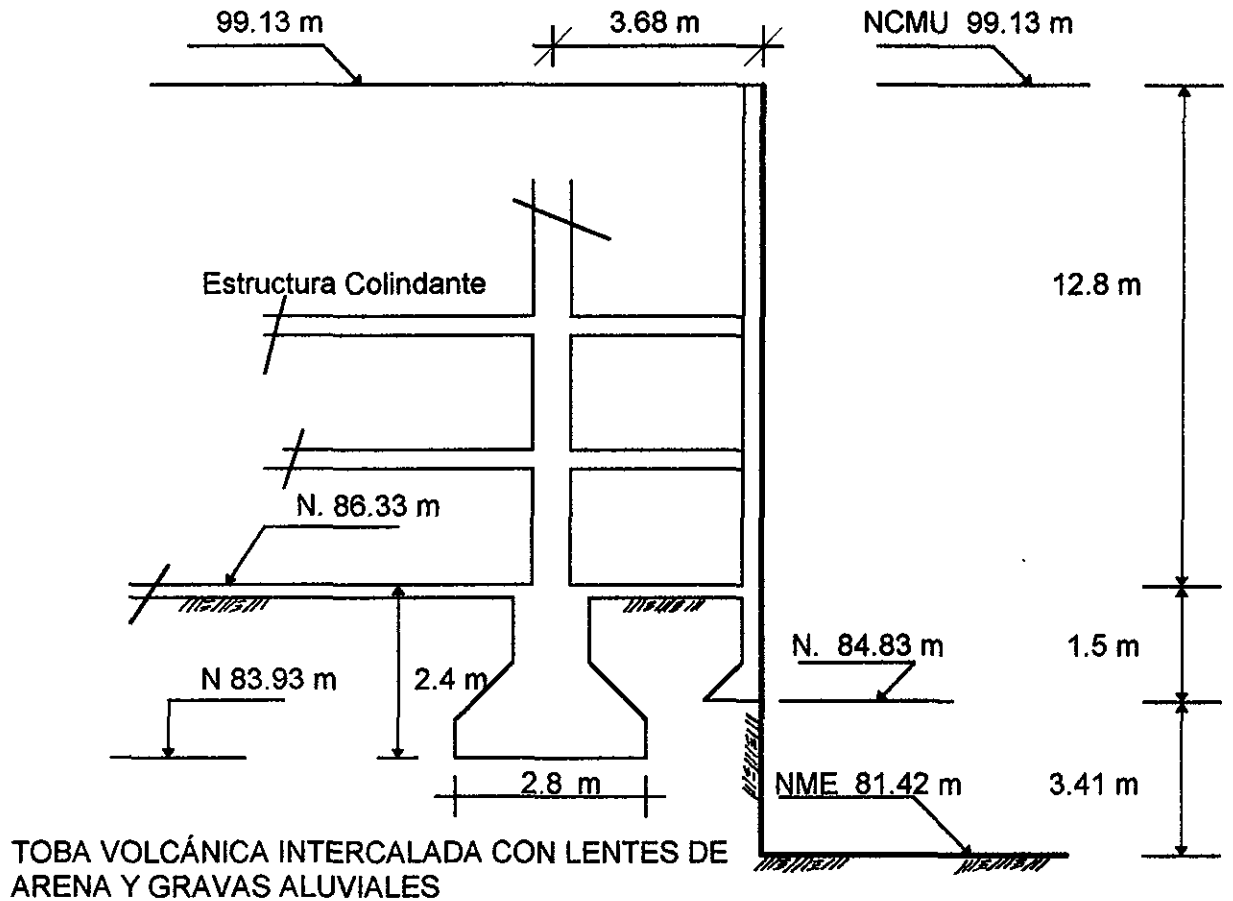


ESC. 1 : 200

DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES
HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES .

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA NORTE.

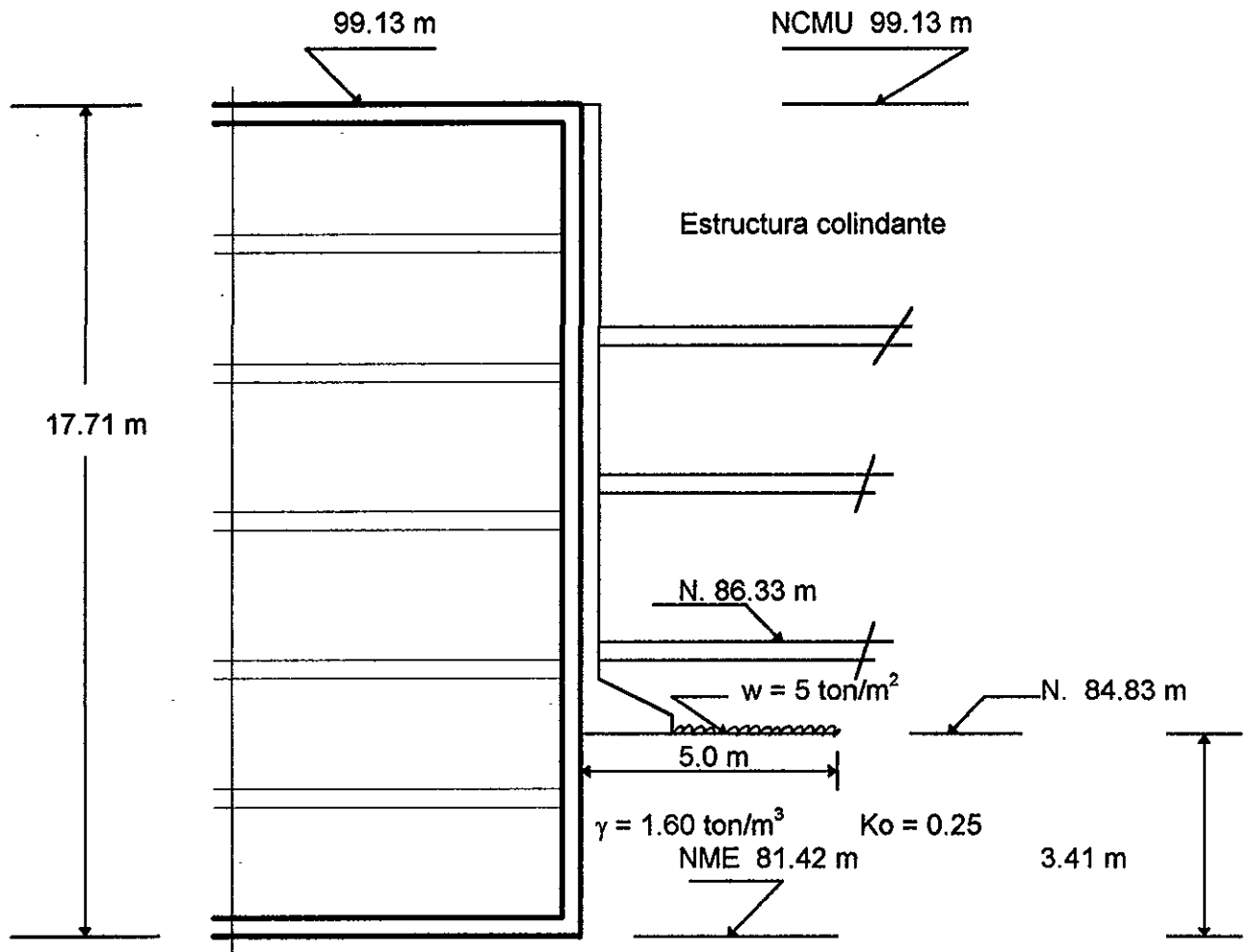
① *Estratigrafía.*



NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.
 NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA NORTE.

② *Condición Analizada.*



γ : Peso volumétrico natural.

K_o : Coeficiente de presión de tierras en reposo.

w : Sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie contigua a la excavación.

NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.

NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA NORTE.

③ *Empuje del suelo.*

$$E_s = P_v K_o$$

$$P_v = \gamma h$$

$$E_s = \gamma h K_o$$

Profundidad m	h m	γ ton/m ³	$P_v = \gamma h$ ton/m ²	K_o	$E_s = \gamma h K_o$ ton/m ²	Σ ton/m ²
14.3 - 17.71	3.41	1.60	5.46	0.25	1.36	1.36

E_s : Empuje debido al suelo en ton/m².

P_v : Presión vertical en ton/m².

γ : Peso volumétrico natural en ton/m³.

h : Espesor del estrato en m.

K_o : Coeficiente de presión de tierras en reposo.

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA
NORTE.

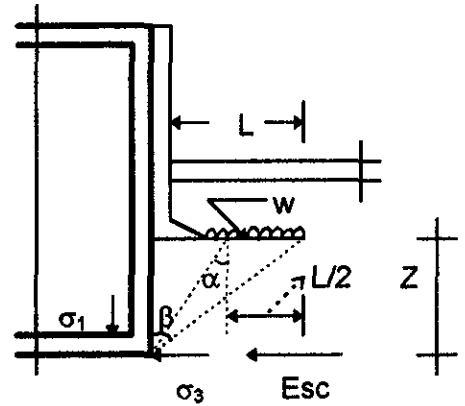
④ *Empuje debido a la sobrecarga.*

$$Esc = \sigma_1 \text{ Sen}^2 \alpha + \sigma_3 \text{ Cos}^2 \alpha$$

$$\sigma_1 = \frac{w}{\pi} (\beta + \text{Sen } \beta)$$

$$\sigma_3 = \frac{w}{\pi} (\beta - \text{Sen } \beta)$$

$$\alpha = \beta/2$$



$$Esc = \frac{w}{\pi} [(\beta + \text{Sen } \beta) \text{ Sen}^2 \beta/2 + (\beta - \text{Sen } \beta) \text{ Cos}^2 \beta/2]$$

$$\beta = \tan^{-1} L/Z \quad \frac{\beta \times \pi}{180^\circ} = \text{Radianes}$$

Para $L = 5 \text{ m}$ y $w = 5 \text{ ton/m}^2$

① Z m	② β radianes	③ $(\beta + \text{Sen } \beta) \text{ Sen}^2 \beta/2$	④ $(\beta - \text{Sen } \beta) \text{ Cos}^2 \beta/2$	⑤ ③ + ④	⑥ $Esc = w / \pi \times \text{⑤}$ ton/m ²
0.0	1.57	1.29	0.29	1.58	2.50
3.41	0.97	0.39	0.11	0.50	0.80

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA NORTE.

⑤ *Empuje debido a sismo*

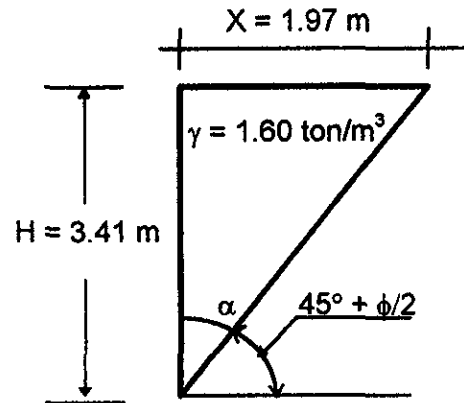
$$\phi = 30^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + \phi / 2)$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + 30^\circ / 2) = 30^\circ$$

$$\tan \alpha = x / h \rightarrow x = h \tan \alpha$$

$$x = 3.41 \tan 30^\circ = 1.97 \text{ m}$$



Área de la cuña

$$A = \frac{(x)(h)}{2}$$

$$A = \frac{(1.97 \times 3.41)}{2} = 3.36$$

Peso de la cuña

$$w = (A)(\gamma)$$

$$w = (3.36)(1.60 \text{ ton/m}^3) = 5.37$$

Empuje Sísmico

$$E = W \frac{C_s}{Q} \quad C_s = 0.16 \text{ Zona de Lomas} \\ Q = 3$$

$$E = 5.37 \times \frac{0.16}{3} = 0.29$$

Empuje Sísmico por metro

$$E_{ss} = E/h$$

$$E_{ss} = 0.29 / 3.41 = \underline{\underline{0.08 \text{ ton/m}^2}}$$

EMPUJE SOBRE MUROS RÍGIDOS PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA NORTE.

⑥ *Empuje Total.*

$$E_T = E_s + E_{sc} + E_{ss}$$

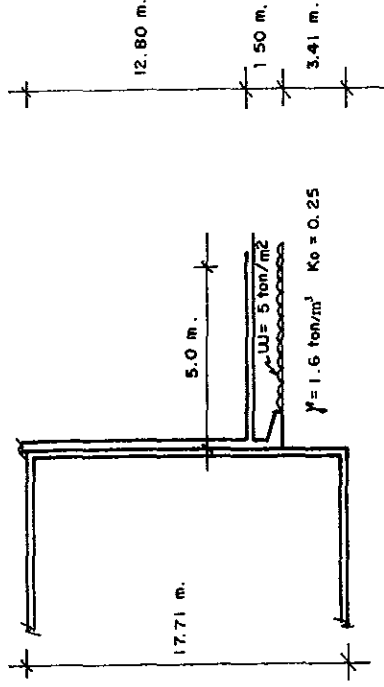
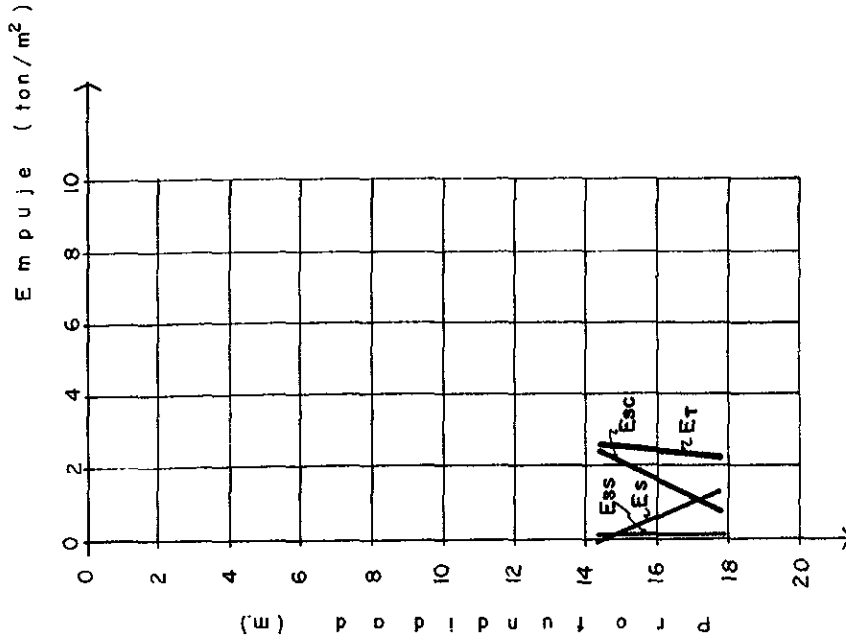
Profundidad. h m	E_s ton/m ²	E_{sc} ton/m ²	E_{ss} ton/m ²	E_T ton/m ²
0.0	0.00	2.50	0.08	2.58
3.41	1.36	0.80	0.08	2.24

E_s = Empuje del suelo.

E_{sc} = Empuje debido a la sobrecarga.

E_{ss} = Empuje debido a sismo.

E_T = Empuje total.



CONDICION ANALIZADA

- Es : EMPUJE DEL SUELO .
- Esc : EMPUJE POR SOBRECARGA .
- Ess : EMPUJE POR SISMO .
- Et : EMPUJE TOTAL POR DISEÑO .

- γ : PESO VOLUMETRICO NATURAL .
- K_0 : COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRAS EN REPOSO .

DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE MUROS RIGIDOS
PERIMETRALES HACIA COLINDANCIA NORTE .

CAPITULO 5

**Determinación del procedimiento
constructivo para la excavación**

5. Determinación del procedimiento constructivo para la excavación.

Con objeto de establecer el procedimiento constructivo de la excavación necesaria para alojar los seis sótanos de estacionamiento que contempla el proyecto, cuyo nivel será de 17.71 m con respecto al nivel de banquetta de la calle Montes Urales, y a la excavación de las zapatas de cimentación, se consideraron tanto las características geométricas de los cortes de la excavación, como las propiedades estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo y la existencia de edificios colindantes, tomando en cuenta el tipo de estructura, cimentación y profundidad de desplante.

Con fin de dar rapidez y seguridad a la excavación contemplada esta se realizará dejando taludes verticales, que serán retenidos y confinados mediante losas de concreto lanzado fijadas a la pared de la excavación a través de anclas, únicamente en zonas críticas.

El uso de esta protección es en gran parte debido a que los depósitos del subsuelo dentro del predio, en parte, están constituidos por capas de boleos empacados en arena gruesa y de gravilla arenosa, además de existir una capa de materiales púmiticos, carentes de materiales finos, en donde un talud vertical en estos tipos de materiales se producen fallas de tipo local por falta de confinamiento del material, que además son progresivos, es decir, que se originan sucesivamente dando lugar a una pérdida importante de materiales, que suelen dejar en balcón a los materiales superiores pudiendo originar su falla (ver figura 5.1). Lo anterior implica la necesidad de excavar estos materiales manteniendo su confinamiento mediante un sistema de ademe y excavando a talud vertical en áreas reducidas.

A continuación se presenta el método empleado en la determinación del procedimiento constructivo para la excavación.

5.1 Características de la excavación.

Se construirán tres líneas de anclaje: la primer línea en la parte superior, únicamente se construirá en la colindancia poniente donde se tienen estructuras de 2 niveles. La segunda y tercer línea de anclaje se construirá en todas las colindancias, entre 8 y 14 m de profundidad, excepto en la colindancia norte donde se construirá una línea de anclaje bajo el nivel de desplante del edificio en construcción. La ubicación, longitud y capacidad de las anclas que sujetarán a las losas de concreto lanzado se presentan más adelante en las figuras 5.8 a 5.15.

Para la definición detallada del procedimiento de excavación se hicieron los siguientes análisis:

- estabilidad de taludes
- presión sobre el sistema de ademe
- tensión y longitud de anclas

5.2 Estabilidad de taludes.

Como ya ha sido indicado, los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son cohesivo - friccionantes y básicamente no presentan diferencias importantes en su resistencia por lo que se tienen condiciones de suelo prácticamente homogéneas.

Los tipos de falla que se presentan con mayor frecuencia en los taludes de una excavación son las siguientes:

- Falla por rotación
- Falla por deslizamiento o traslación

En el primer caso, se define como una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, esta superficie forma un trazo como el plano de la hoja muy similar a una circunferencia.

En el segundo caso, la falla ocurre a lo largo de superficies débiles en el cuerpo del talud, o en su cimentación, las cuales suelen ser horizontales o muy poco inclinadas respecto a la horizontal.

En la figura 5.2 se observa la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de falla.

Así y dadas las condiciones del suelo, el mecanismo de falla general que tiene más posibilidad de ocurrir es el de deslizamiento rotacional a lo largo de una superficie de falla circular.

En este caso se trata de un talud en un suelo que tiene por ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo.

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

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZALEZ

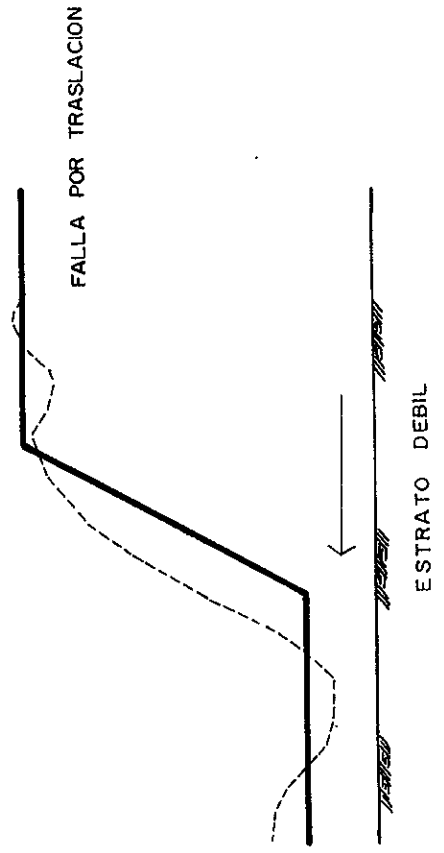
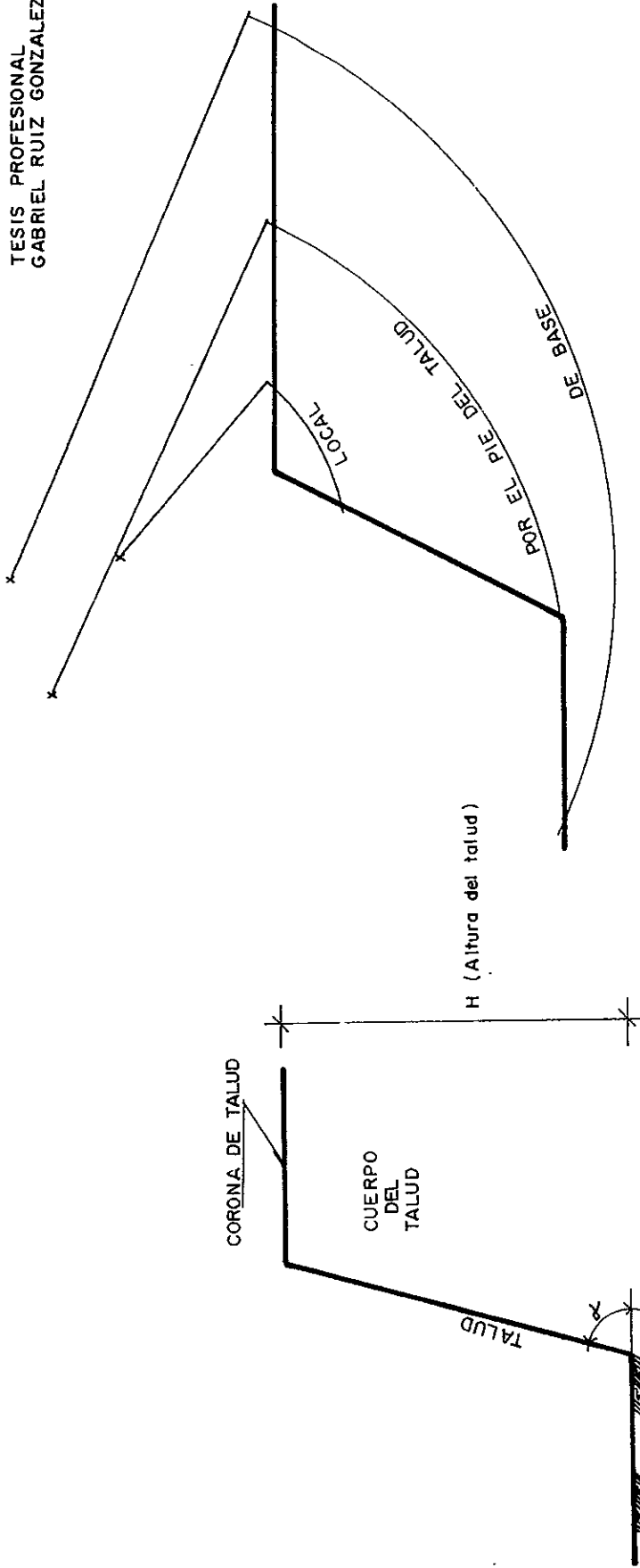


FIGURA No. 5.2

donde:

S : resistencia al esfuerzo cortante

c : cohesión

σ : esfuerzo normal

ϕ : ángulo de fricción interna

Para determinar la inclinación que deberán adoptar los taludes temporales de la excavación que alojará a los sótanos, se efectuó un análisis de estabilidad de taludes, tomando en cuenta para ello que los materiales existentes hasta la máxima profundidad de excavación son de tipo cohesivo - friccionante, no presentan diferencias importantes en su resistencia, por lo que el mecanismo de falla general que tiene más probabilidades de ocurrir es el de rotación a lo largo de una superficie cilíndrica. El análisis se hizo empleando un programa de computadora que aplica el método de Bishop simplificado.

Para la determinación del factor de seguridad mínimo de un talud, se parte del círculo crítico según las gráficas de Jambu, modificando su centro y su radio de tal manera que la superficie se desarrolle preferentemente por los estratos menos resistentes, hasta el menor factor de seguridad correspondiente a una superficie potencial de falla.

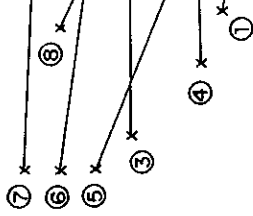
Para el talud mostrado en la figura 5.3, se analizaron diferentes superficies de falla rotacional; en la misma figura se han anotado los factores de seguridad encontrados considerando una excavación a talud vertical sin anclas, observándose que los factores de seguridad que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (que establece que para condiciones estáticas un factor de seguridad mínimo de 1.5 y para condiciones dinámicas de 1.3) resultan inadmisibles.

Para el talud mostrado en la figura 5.4, se muestran los factores de seguridad encontrados, considerando una excavación a talud vertical retenida y confinada por unas losas de concreto lanzado fijadas a la pared de la excavación a través de anclas únicamente en zonas críticas, observándose que resultan admisibles.

5.3 Empuje sobre el sistema de ademe.

En la determinación de las presiones que actuarán sobre las losas de concreto lanzado fijadas a la pared de la excavación a través de anclas, se consideró una excavación con taludes verticales hasta la máxima profundidad de excavación (cota 81.42 m), siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad tomando en cuenta los siguientes efectos:

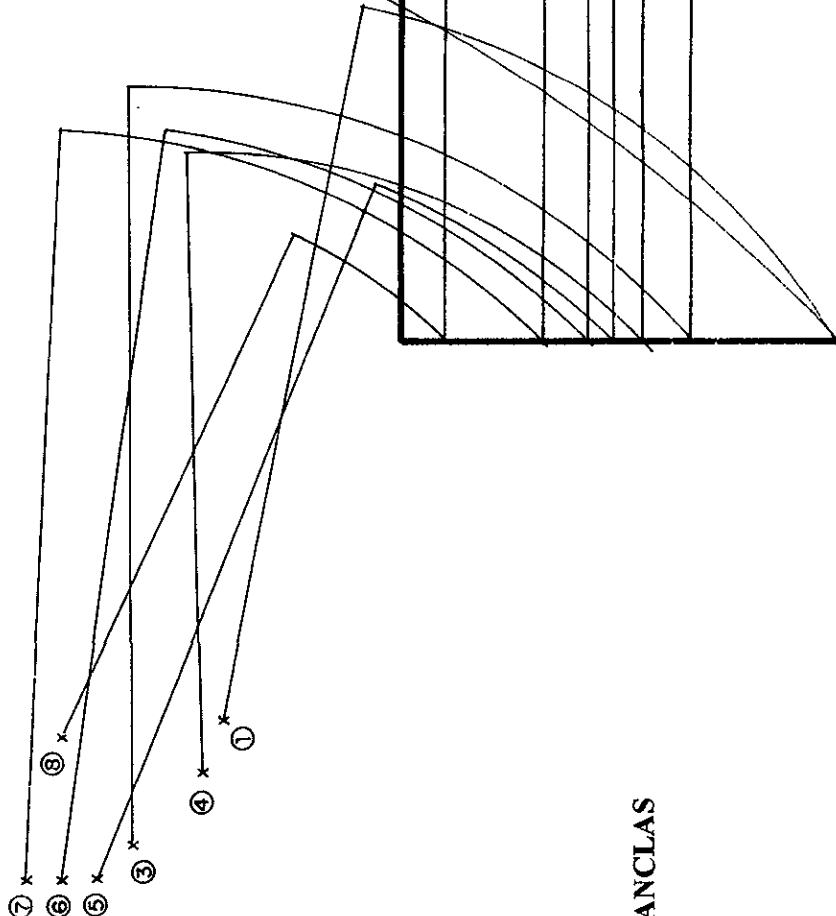
② x



FSE : FACTOR DE SEGURIDAD ESTATICO .
FSD : FACTOR DE SEGURIDAD DINAMICO .

CIRCULO	RADIO	FSE	FSD
①	40.82	1.44	1.23
②	100.42	1.28	1.12
③	41.40	1.03	0.91
④	34.50	1.439	1.182
⑤	42.00	1.537	1.274
⑥	42.20	1.861	1.556
⑦	42.00	2.590	2.200
⑧	30.80	1.135	0.953

FACTORES DE SEGURIDAD SIN ANCLAS



FSE : FACTOR DE SEGURIDAD ESTATICO
FSD : FACTOR DE SEGURIDAD DINAMICO

CIRCULO	RADIO	FSE	FSD
①	40.82	1.58	1.35
②	100.42	1.50	1.30
③	41.40	1.50	1.30
④	34.50	1.80	1.51
⑤	42.00	1.98	1.67
⑥	42.20	2.28	1.93
⑦	42.00	2.90	2.48
⑧	30.80	2.649	2.28

FACTORES DE SEGURIDAD CON ANCLAS

- La presión de la masa del suelo en condición activa, obtenida como el producto del peso volumétrico total, por los espesores en que éstos se consideran del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras activa K_a .^[1]
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida de 1.5 ton/m^2 actuando en la superficie del terreno, para las colindancias con la vía pública^[2]; 4.0 ton/m^2 para la colindancia con estructuras de dos niveles y 5.0 ton/m^2 para la estructura que se tiene en la colindancia norte.
- Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa deslizando por un coeficiente sísmico de 0.16 ^[3] (Zona de Lomas).

[1] El coeficiente de presión de tierras activo es una constante de proporcionalidad entre la presión vertical y la presión horizontal a una profundidad determinada. Sus valores varían entre 0.4 para materiales de relleno, 0.25 para arenas y gravas sueltas; y 0.15 para materiales limo arenosos compactos

[2] Para el calculo de las presiones sobre muros rígidos perimetrales, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal indica considerar el efecto de una sobrecarga uniformemente distribuida en la superficie de la excavación de 1.5 ton/m^2 como mínimo. Se determino utilizar este valor en la colindancia con Vía Publica y en la colindancia Sur donde no existen estructuras vecinas que pudieran hacer considerar un valor mayor de la sobrecarga al marcado como mínimo en el Reglamento.

[3] Para estructuras desplantadas en la Zona I (de Lomas), el Reglamento determina emplear un coeficiente sísmico de 0.16. Además el empuje sísmico considera dividir este coeficiente por un factor de ductilidad, que dadas las características estructurales, se considera de 3.

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen, obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por PECK^[4] en la que el volumen de esfuerzo es igual a 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = \frac{2A}{B + b}$$

donde:

h: presión horizontal máxima

A: volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al suelo, a la sobrecarga y al sismo.

B: profundidad máxima de excavación

b: 0.75 B

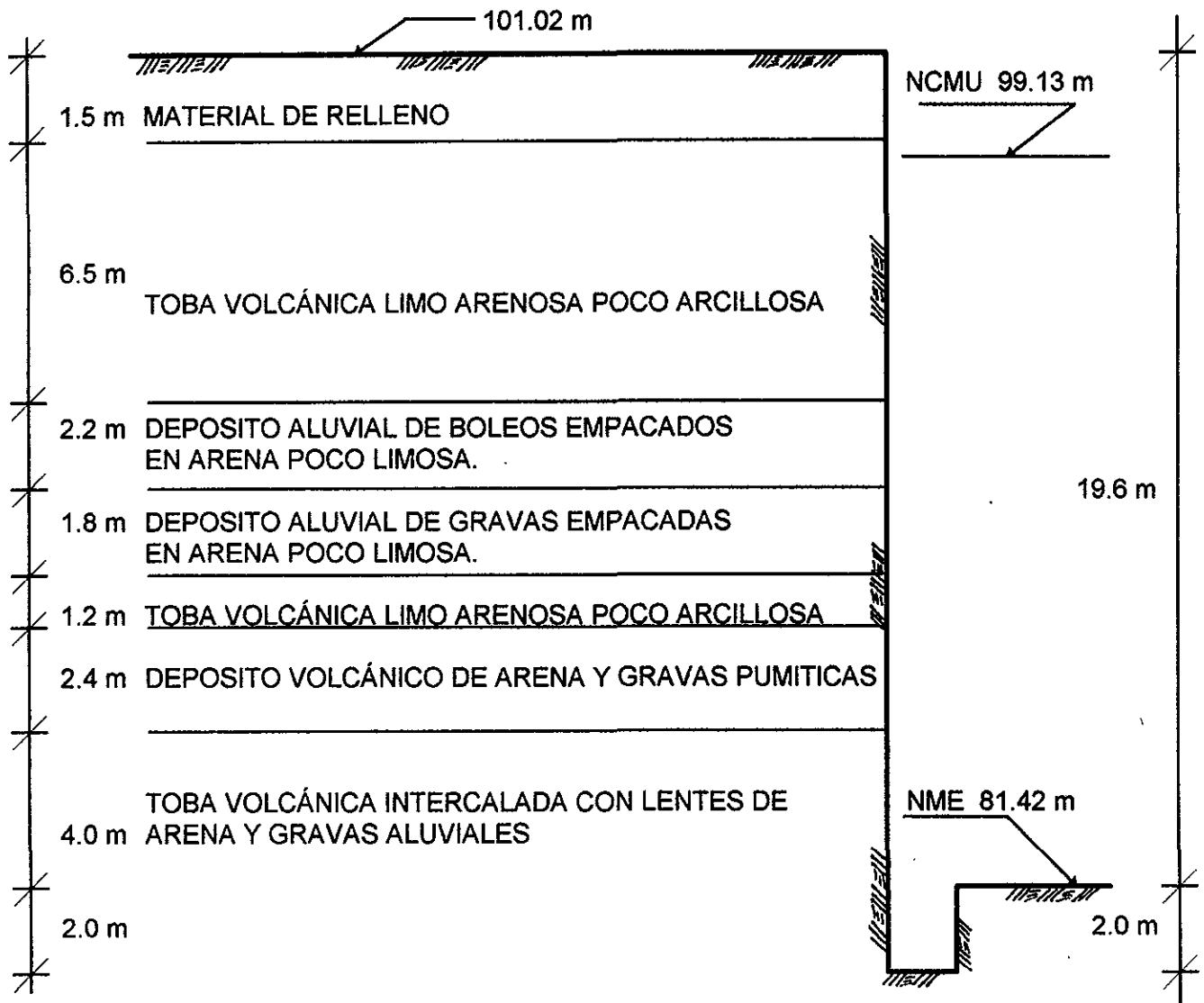
Las envolventes de presión sobre el sistema de ademe se muestran en las figuras 5.5 a 5.7.

A continuación se muestran los resultados del cálculo de estos empujes.

[4] VII International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering State of the Art. Vol. México, 1969 pp. 275 - 281.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

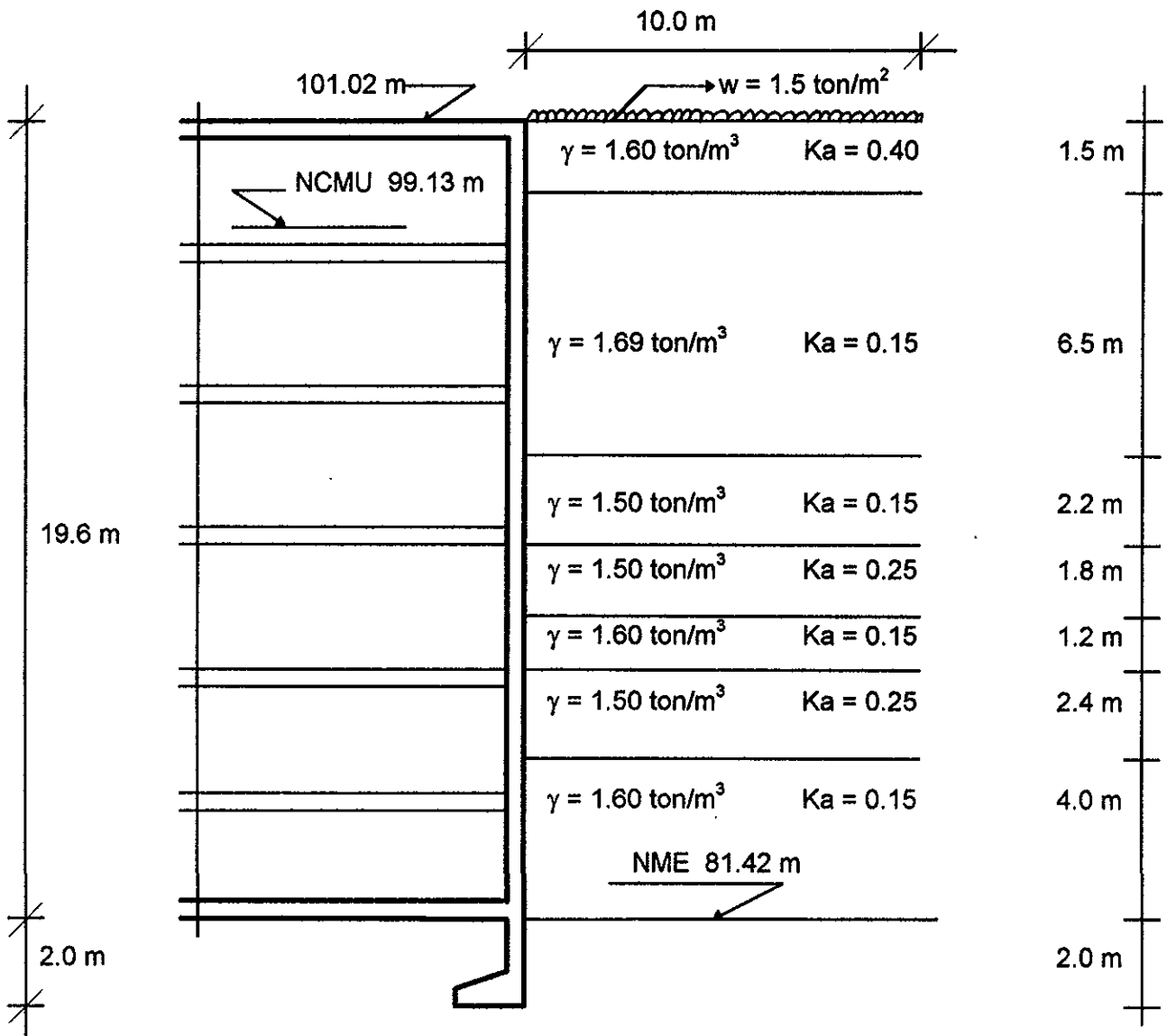
① *Estratigrafía.*



NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.
NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

② *Condición Analizada.*



γ : Peso volumétrico natural.

K_a : Coeficiente de presión de tierras activo.

w : Sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie contigua a la excavación.

NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.

NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

③ *Empuje del suelo.*

$$E_s = P_v K_a$$

$$P_v = \gamma h$$

$$E_s = \gamma h K_a$$

Profundidad m	h m	γ ton/m ³	$P_v = \gamma h$ ton/m ²	K_a	$E_s = \gamma h K_a$ ton/m ²	Σ ton/m ²
0.0 - 1.5	1.5	1.60	2.40	0.40	0.96	0.96
1.5 - 8.0	6.5	1.69	10.99	0.15	1.65	2.61
8.0 - 10.2	2.2	1.50	3.30	0.15	0.50	3.11
10.2 - 12.0	1.8	1.50	2.70	0.25	0.68	3.79
12.0 - 13.2	1.2	1.60	1.92	0.15	0.29	4.08
13.2 - 15.6	2.4	1.50	3.60	0.25	0.90	4.98
15.6 - 19.6	4.0	1.60	6.40	0.15	0.96	5.94
19.6 - 21.6	2.0	1.60	3.20	0.15	0.48	6.42

E_s : Empuje debido al suelo en ton/m².

P_v : Presión vertical en ton/m².

γ : Peso volumétrico natural en ton/m³.

h : Espesor del estrato en m.

K_a : Coeficiente de presión de tierras activo.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

④ *Empuje debido a la sobrecarga.*

$$Esc = \sigma_1 \text{Sen}^2 \alpha + \sigma_3 \text{Cos}^2 \alpha$$

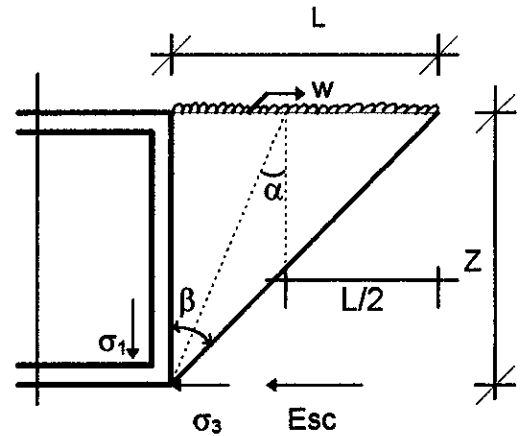
$$\sigma_1 = \frac{w}{\pi} (\beta + \text{Sen } \beta)$$

$$\sigma_3 = \frac{w}{\pi} (\beta - \text{Sen } \beta)$$

$$\alpha = \beta/2$$

$$Esc = \frac{w}{\pi} [(\beta + \text{Sen } \beta) \text{Sen}^2 \beta/2 + (\beta - \text{Sen } \beta) \text{Cos}^2 \beta/2]$$

$$\beta = \tan^{-1} L/Z \quad \frac{\beta \times \pi}{180^\circ} = \text{Radianes}$$



Para $L = 10 \text{ m}$ y $w = 1.5 \text{ ton/m}^2$

① Z m	② β radianes	③ $(\beta + \text{Sen } \beta) \text{Sen}^2 \beta/2$	④ $(\beta - \text{Sen } \beta) \text{Cos}^2 \beta/2$	⑤ ③ + ④	⑥ $Esc = w / \pi \times ⑤$ ton/m ²
0.0	1.57	1.29	0.29	1.58	0.75
1.5	1.42	1.03	0.25	1.28	0.61
8.0	0.90	0.31	0.09	0.40	0.19
10.2	0.78	0.21	0.06	0.27	0.13
12.0	0.69	0.15	0.05	0.20	0.09
13.2	0.65	0.13	0.04	0.17	0.08
15.6	0.57	0.09	0.03	0.12	0.06
19.6	0.47	0.05	0.02	0.07	0.03
21.6	0.43	0.04	0.01	0.05	0.02

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

⑤ *Empuje debido a sismo.*

$$\phi = 30^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + \phi / 2)$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + 30^\circ / 2) = 30^\circ$$

$$\tan \alpha = x / h \rightarrow x = h \tan \alpha$$

$$x = 21.6 \tan 30^\circ = 12.47 \text{ m}$$

Área de la cuña

$$A = \frac{(x)(h)}{2}$$

Peso de la cuña

$$w = (A)(\gamma)$$

$$w = \frac{(12.47 + 11.60) 1.5}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(11.60 + 7.85) 6.5}{2} (1.69 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(7.85 + 6.58) 2.2}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(6.58 + 5.54) 1.8}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(5.54 + 4.85) 1.2}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) + \frac{(4.85 + 3.46) 2.4}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(3.46 + 1.15) 4.0}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) + \frac{(1.15 \times 2)}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3)$$

$$w = 28.88 + 106.83 + 23.81 + 16.36 + 9.97 + 14.96 + 14.75 + 1.84 = 217.41 \text{ ton}$$

Empuje Sísmico

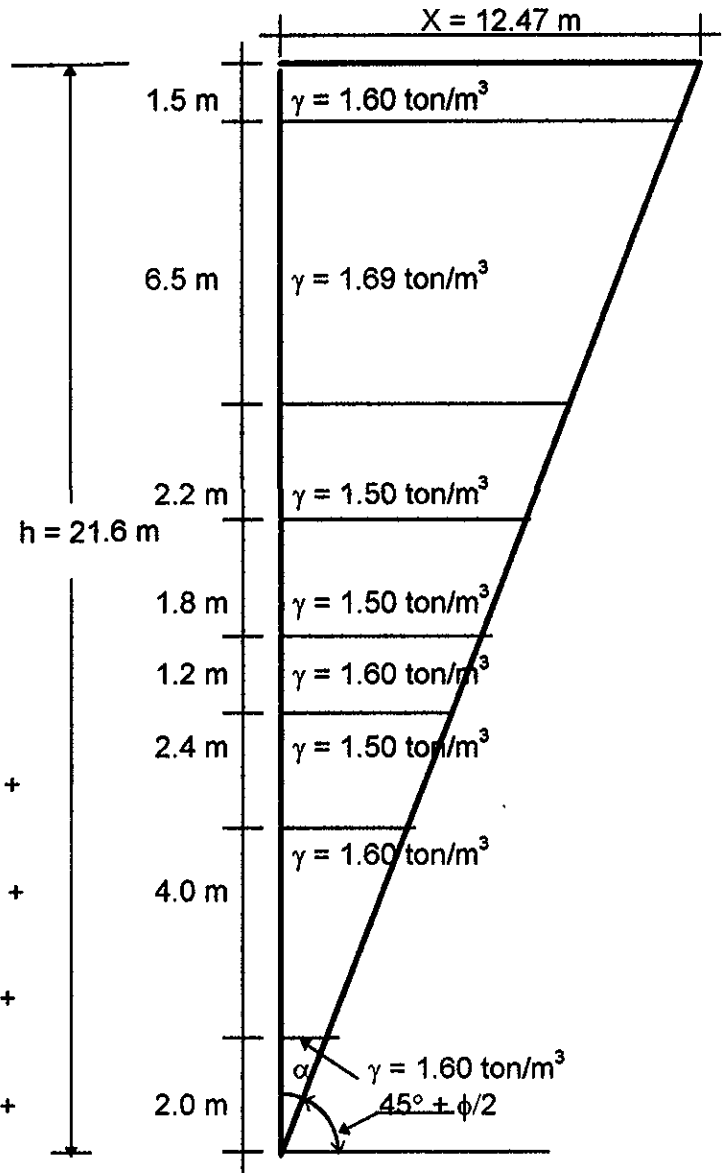
$$E = W \frac{C_s}{Q} \quad C_s = 0.16 \text{ Zona de Lomas} \\ Q = 3$$

$$E = 217.41 \times \frac{0.16}{3} = 11.6$$

Empuje Sísmico por metro

$$E_{ss} = E/h$$

$$E_{ss} = 11.6 / 21.6 = \underline{\underline{0.54 \text{ ton/m}^2}}$$



EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

© *Empuje Total.*

$$E_T = E_s + E_{sc} + E_{ss}$$

Profundidad. h m	E_s ton/m ²	E_{sc} ton/m ²	E_{ss} ton/m ²	E_T ton/m ²
0.0	0.00	0.75	0.54	1.29
1.5	0.96	0.61	0.54	2.11
8.0	2.61	0.19	0.54	3.34
10.2	3.11	0.13	0.54	3.78
12.0	3.79	0.09	0.54	4.42
13.2	4.08	0.08	0.54	4.70
15.6	4.98	0.06	0.54	5.58
19.6	5.94	0.03	0.54	6.51
21.6	6.42	0.02	0.54	6.98

E_s = Empuje del suelo.

E_{sc} = Empuje debido a la sobrecarga.

E_{ss} = Empuje debido a sismo.

E_T = Empuje total.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

① Transformada de PECK

$$h = \frac{2A}{B + b}$$

Volumen de Esfuerzo

$$A = \frac{(1.29 + 2.11) 1.5}{2} + \frac{(2.11 + 3.34) 6.5}{2} +$$

$$+ \frac{(3.34 + 3.78) 2.2}{2} + \frac{(3.78 + 4.42) 1.8}{2} +$$

$$+ \frac{(4.42 + 4.70) 1.2}{2} + \frac{(4.70 + 5.58) 2.4}{2} +$$

$$+ \frac{(5.58 + 6.51) 4.0}{2} + \frac{(6.51 + 6.98) 2.0}{2}$$

$$A = 2.55 + 17.71 + 7.83 + 7.38 +$$

$$5.47 + 12.34 + 24.56 + 13.49$$

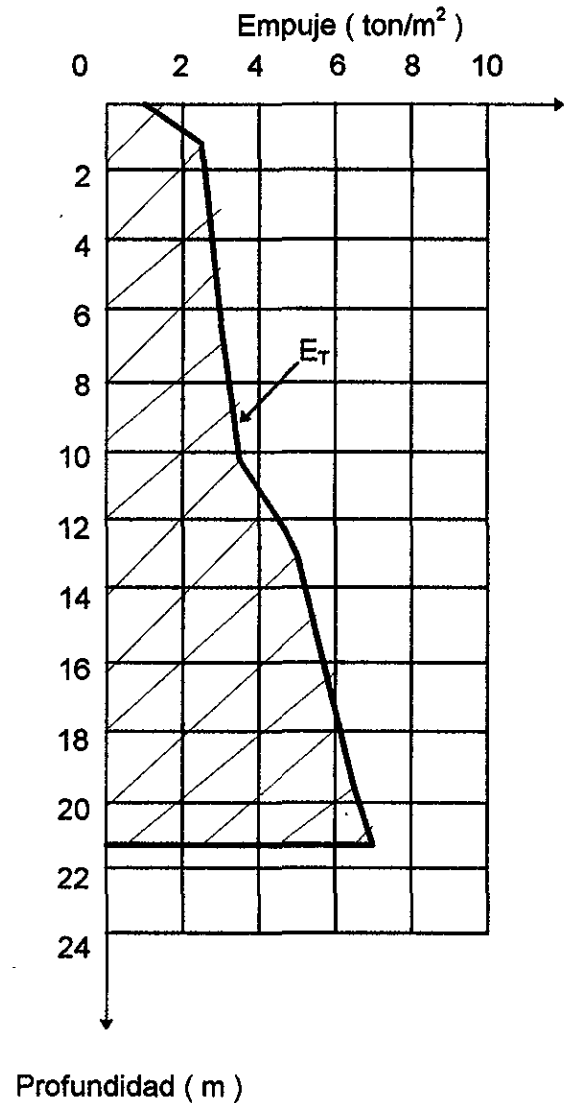
$$A = 91.33$$

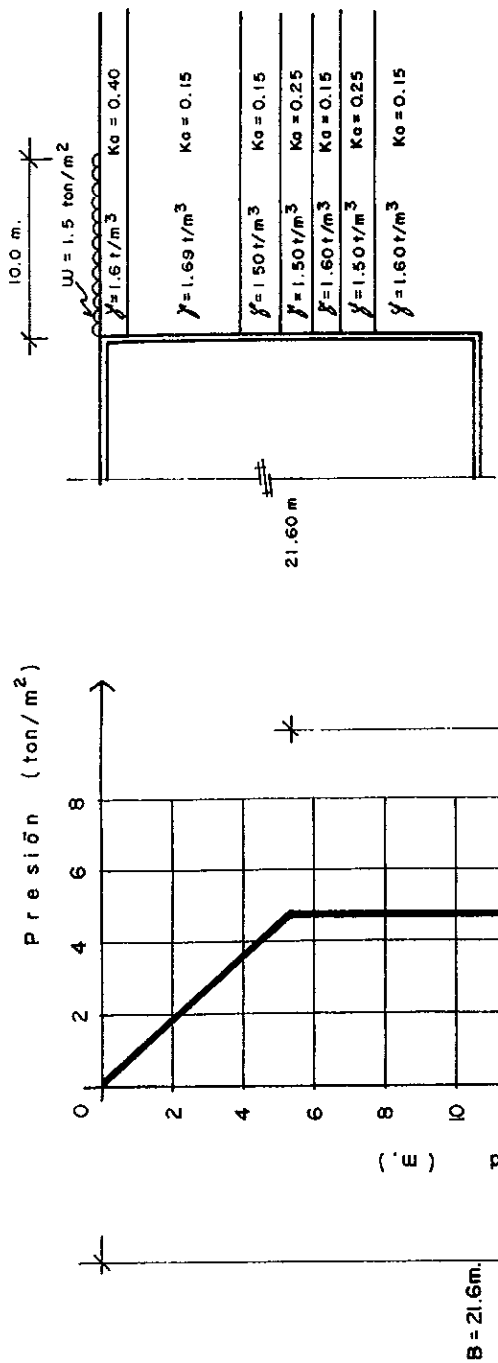
$$b = 0.75 B$$

$$b = 0.75 (21.6) = 16.2$$

$$h = \frac{2(91.33)}{21.6 + 16.2}$$

$$h = 4.83 \text{ ton/m}^2$$





CONDICION ANALIZADA

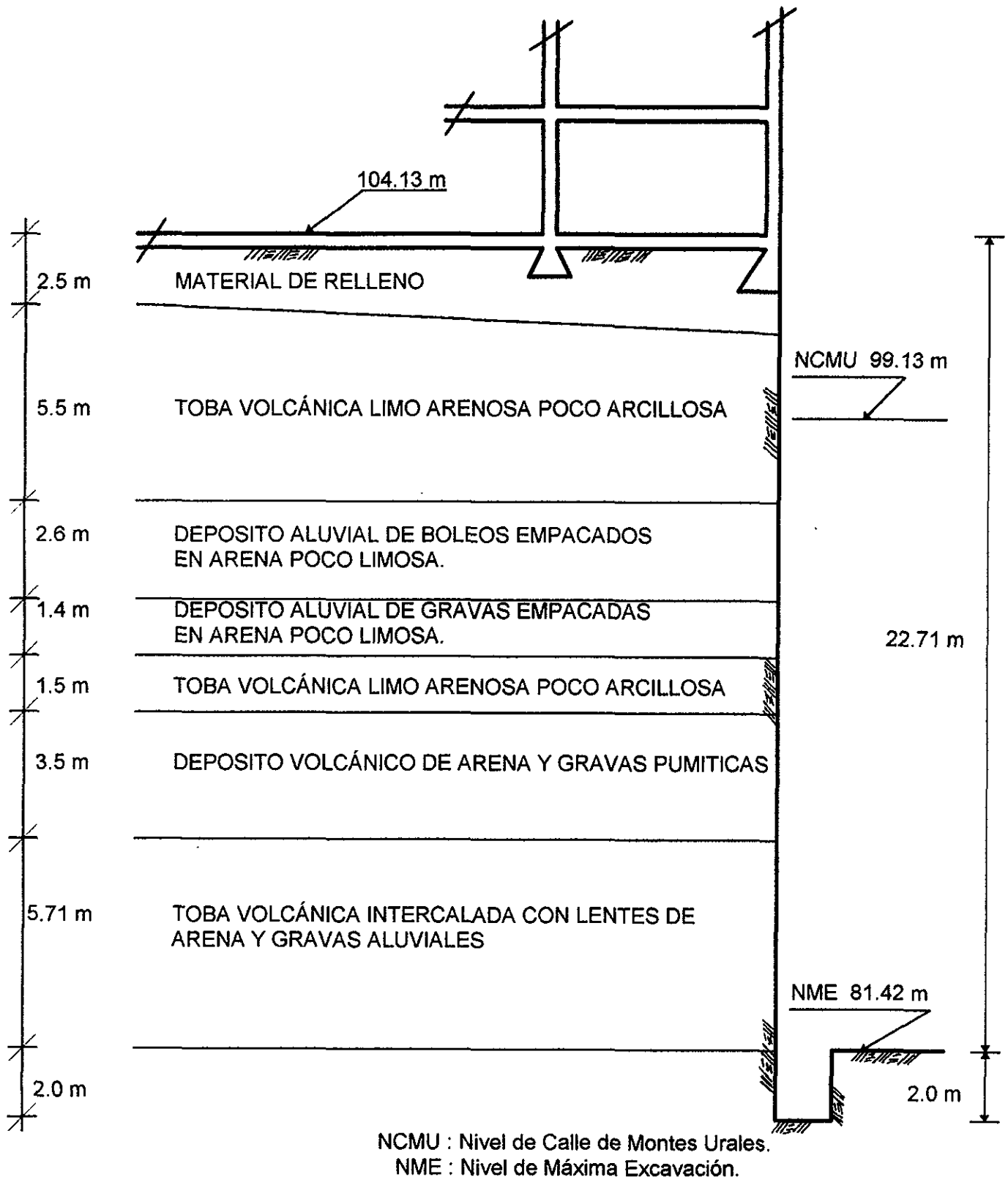
γ : PESO VOLUMETRICO NATURAL
 K_a : COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRAS ACTIVO

ESC. 1 : 200

PRESION SOBRE EL SISTEMA DE ADEME
 HACIA COLINDANCIA CON VIA PUBLICA Y COLINDANCIA SUR

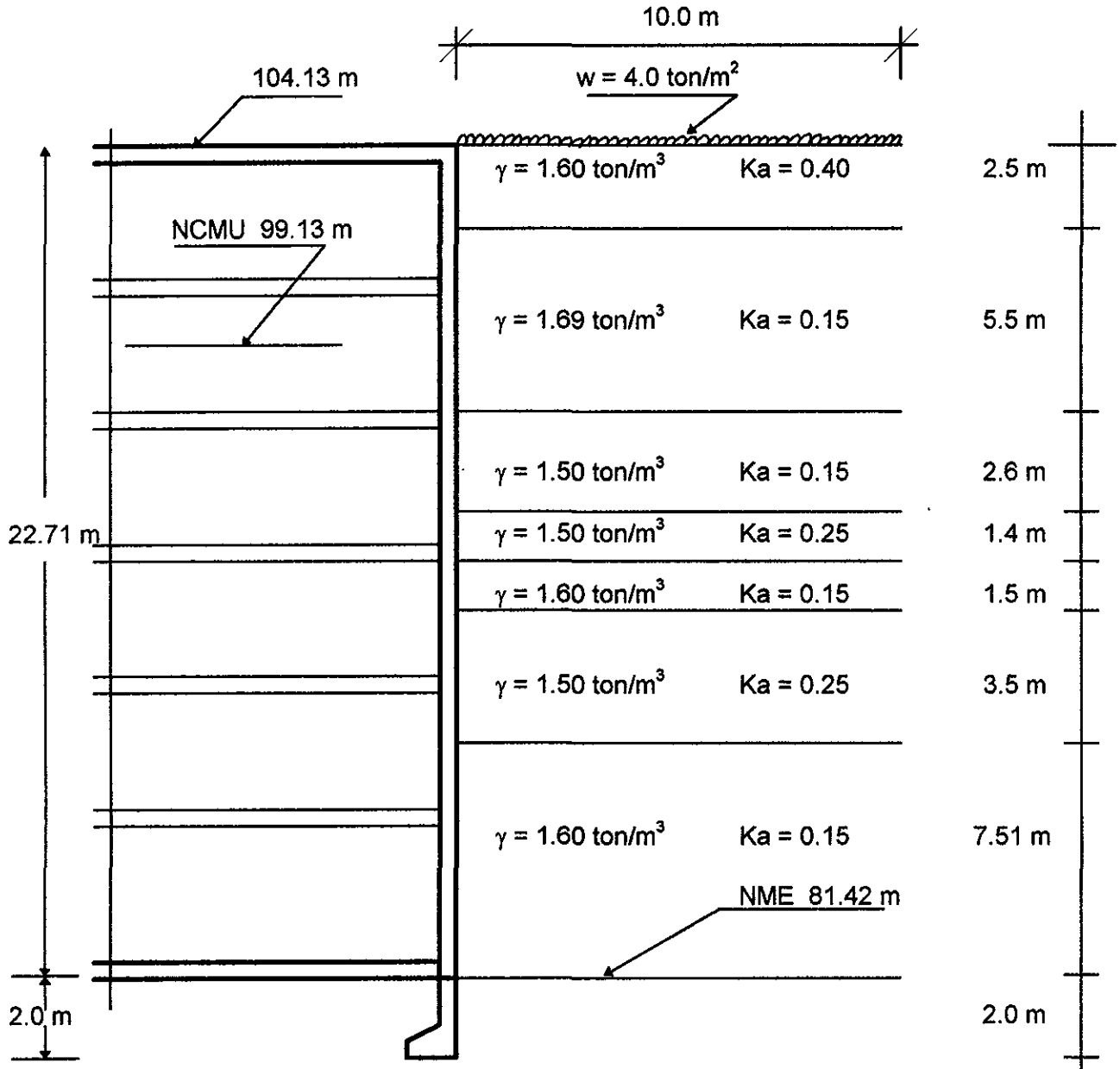
EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

① *Estratigrafía.*



EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

② *Condición Analizada.*



γ : Peso volumétrico natural.

K_a : Coeficiente de presión de tierras activo.

w : Sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie contigua a la excavación.

NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.

NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

③ *Empuje del suelo.*

$$Es = Pv Ka$$

$$Pv = \gamma h$$

$$Es = \gamma h Ka$$

Profundidad m	h m	γ ton/m ³	$Pv = \gamma h$ ton/m ²	Ka	$Es = \gamma h Ka$ ton/m ²	Σ ton/m ²
0.0 - 2.5	2.5	1.60	4.00	0.40	1.60	1.60
2.5 - 8.0	5.5	1.69	9.30	0.15	1.40	3.00
8.0 - 10.6	2.6	1.50	3.90	0.15	0.59	3.58
10.6 - 12.0	1.4	1.50	2.10	0.25	0.53	4.11
12.0 - 13.5	1.5	1.60	2.40	0.15	0.36	4.67
13.5 - 17.0	3.5	1.50	5.25	0.25	1.31	5.98
17.0 - 22.71	5.71	1.60	9.14	0.15	1.37	7.35
22.71 - 24.71	2.0	1.60	3.20	0.15	0.48	7.83

Es : Empuje debido al suelo en ton/m² .

Pv : Presión vertical en ton/m² .

γ : Peso volumétrico natural en ton/m³ .

h : Espesor del estrato en m.

Ka : Coeficiente de presión de tierras activo.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

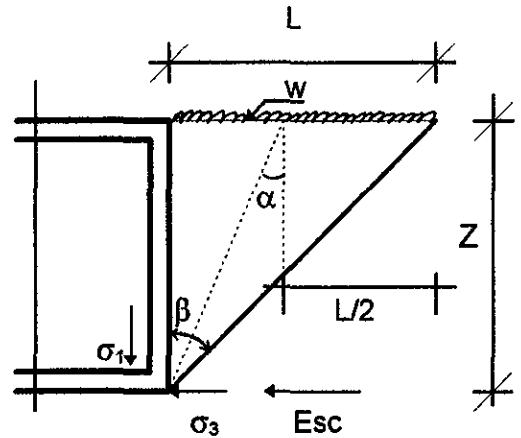
④ *Empuje debido a la sobrecarga.*

$$Esc = \sigma_1 \text{Sen}^2 \alpha + \sigma_3 \text{Cos}^2 \alpha$$

$$\sigma_1 = \frac{w}{\pi} (\beta + \text{Sen } \beta)$$

$$\sigma_3 = \frac{w}{\pi} (\beta - \text{Sen } \beta)$$

$$\alpha = \beta/2$$



$$Esc = \frac{w}{\pi} [(\beta + \text{Sen } \beta) \text{Sen}^2 \beta/2 + (\beta - \text{Sen } \beta) \text{Cos}^2 \beta/2]$$

$$\beta = \tan^{-1} L/Z \quad \frac{\beta \times \pi}{180^\circ} = \text{Radianes}$$

Para $L = 10 \text{ m}$ y $w = 4.0 \text{ ton/m}^2$

① Z m	② β radianes	③ $(\beta + \text{Sen } \beta) \text{Sen}^2 \beta/2$	④ $(\beta - \text{Sen } \beta) \text{Cos}^2 \beta/2$	⑤ ③ + ④	⑥ $Esc = w / \pi \times ⑤$ ton/m ²
0.0	1.57	1.29	0.29	1.58	2.00
2.5	1.33	0.87	0.22	1.09	1.39
8.0	0.90	0.31	0.09	0.40	0.51
10.6	0.76	0.20	0.06	0.26	0.33
12.0	0.69	0.15	0.05	0.20	0.25
13.5	0.64	0.12	0.04	0.16	0.20
17.0	0.53	0.07	0.02	0.09	0.11
22.71	0.41	0.03	0.01	0.04	0.05
24.71	0.38	0.02	0.01	0.03	0.04

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

⑤ *Empuje debido a sismo.*

$$\phi = 30^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + \phi / 2)$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + 30^\circ / 2) = 30^\circ$$

$$\tan \alpha = x / h \rightarrow x = h \tan \alpha$$

$$x = 24.71 \tan 30^\circ = 14.27 \text{ m}$$

Área de la cuña

$$A = \frac{(x)(h)}{2}$$

Peso de la cuña

$$w = (A)(\gamma)$$

$$w = \frac{(14.27 + 12.83) 2.5}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(12.83 + 9.65) 5.5}{2} (1.69 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(9.65 + 8.15) 2.6}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(8.15 + 7.34) 1.4}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(7.34 + 6.47) 1.5}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(6.47 + 3.29) 3.5}{2} (1.50 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(3.29 + 1.15) 5.71}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3) +$$

$$+ \frac{(1.15 \times 2.0)}{2} (1.60 \text{ ton/m}^3)$$

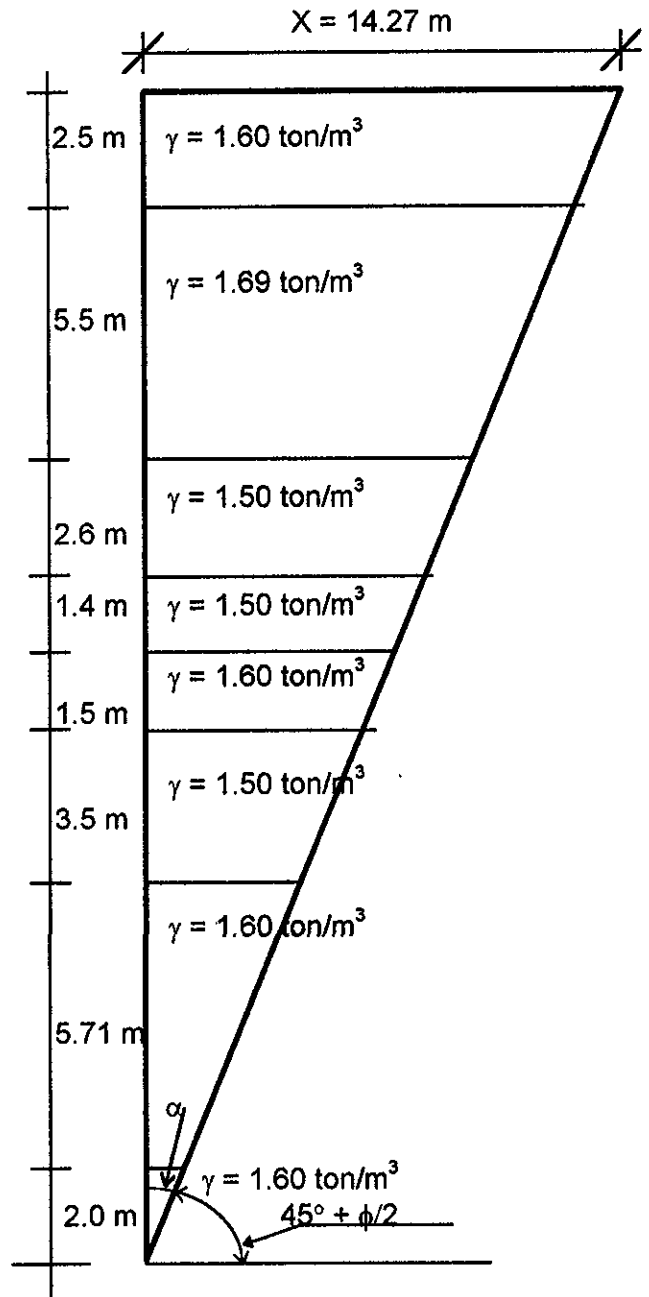
$$w = 54.20 + 104.48 + 34.71 + 16.26 + 16.57 + 25.62 + 19.22 + 1.84 = 272.90 \text{ ton}$$

Empuje Sísmico

$$E = W \frac{C_s}{Q} \quad C_s = 0.16 \text{ Zona de Lomas}$$

$$Q = 3$$

$$E = 272.90 \times \frac{0.16}{3} = 14.55$$



Empuje Sísmico por metro

$$E_{ss} = E/h$$

$$E_{ss} = 14.55 / 24.71 = 0.59 \text{ ton/m}^2$$

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

© *Empuje Total.*

$$E_T = E_s + E_{sc} + E_{ss}$$

Profundidad. h m	E_s ton/m ²	E_{sc} ton/m ²	E_{ss} ton/m ²	E_T ton/m ²
0.0	0.00	2.00	0.59	2.59
2.5	1.60	1.39	0.59	3.58
8.0	3.00	0.51	0.59	4.10
10.6	3.58	0.33	0.59	4.50
12.0	4.11	0.25	0.59	4.95
13.5	4.67	0.20	0.59	5.46
17.0	5.98	0.11	0.59	6.68
22.71	7.35	0.05	0.59	7.99
24.71	7.83	0.04	0.59	8.46

E_s = Empuje del suelo.

E_{sc} = Empuje debido a la sobrecarga.

E_{ss} = Empuje debido a sismo.

E_T = Empuje total.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

① Transformada de PECK

$$h = \frac{2A}{B+b}$$

Volumen de Esfuerzo

$$A = \frac{(2.59 + 3.58) 2.5}{2} + \frac{(3.58 + 4.10) 5.5}{2} +$$

$$+ \frac{(4.10 + 4.50) 2.6}{2} + \frac{(4.50 + 4.95) 1.4}{2} +$$

$$+ \frac{(4.95 + 5.46) 1.5}{2} + \frac{(5.46 + 6.68) 3.5}{2} +$$

$$+ \frac{(6.68 + 7.99) 5.71}{2} + \frac{(7.99 + 8.46) 2.0}{2}$$

$$A = 7.71 + 21.12 + 11.18 + 6.62 +$$

$$+ 7.81 + 21.25 + 42.22 + 16.45$$

$$A = 134.36$$

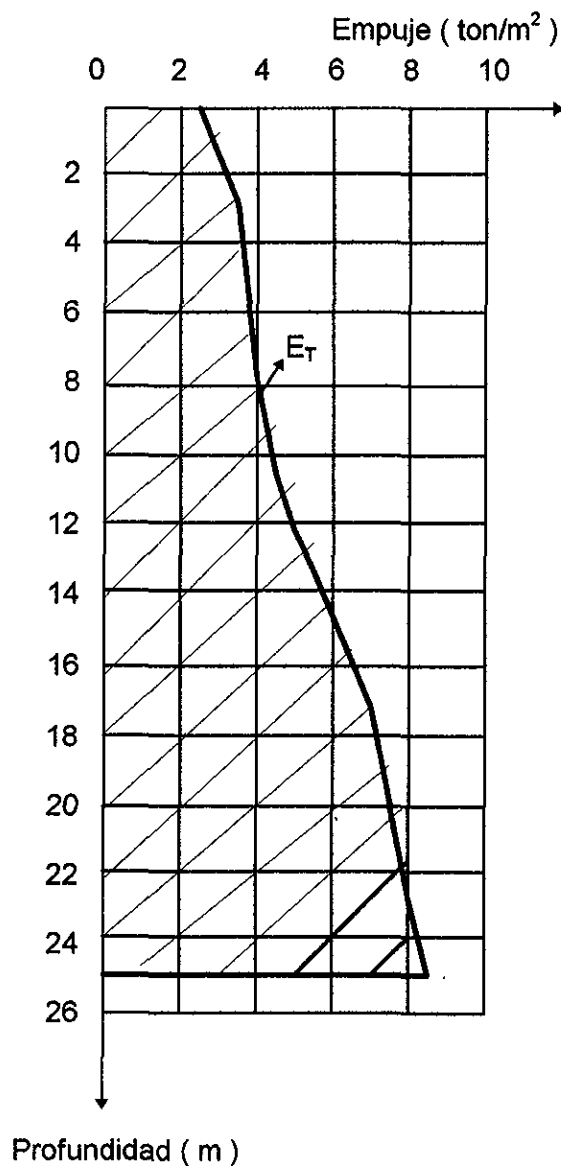
$$b = 0.75 B$$

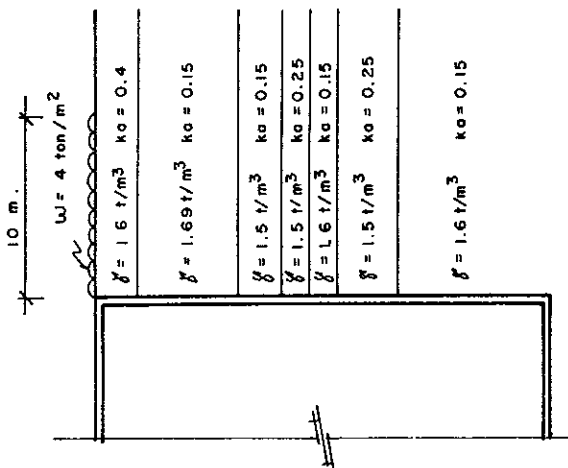
$$b = 0.75 (24.71) = 18.5$$

Presión horizontal máxima

$$h = \frac{2 (134.36)}{24.71 + 18.5}$$

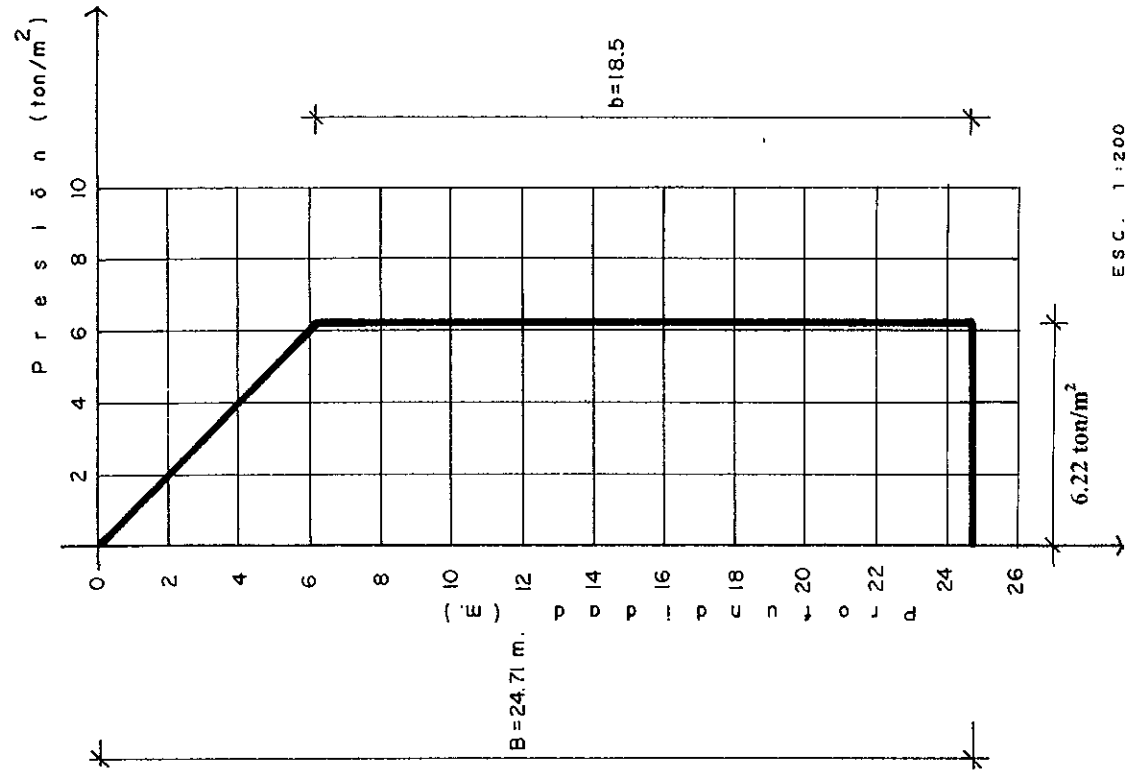
$$h = 6.22 \text{ ton/m}^2$$





CONDICION ANALIZADA

γ : PESO VOLUMETRICO NATURAL .
 K_a : COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRAS ACTIVO

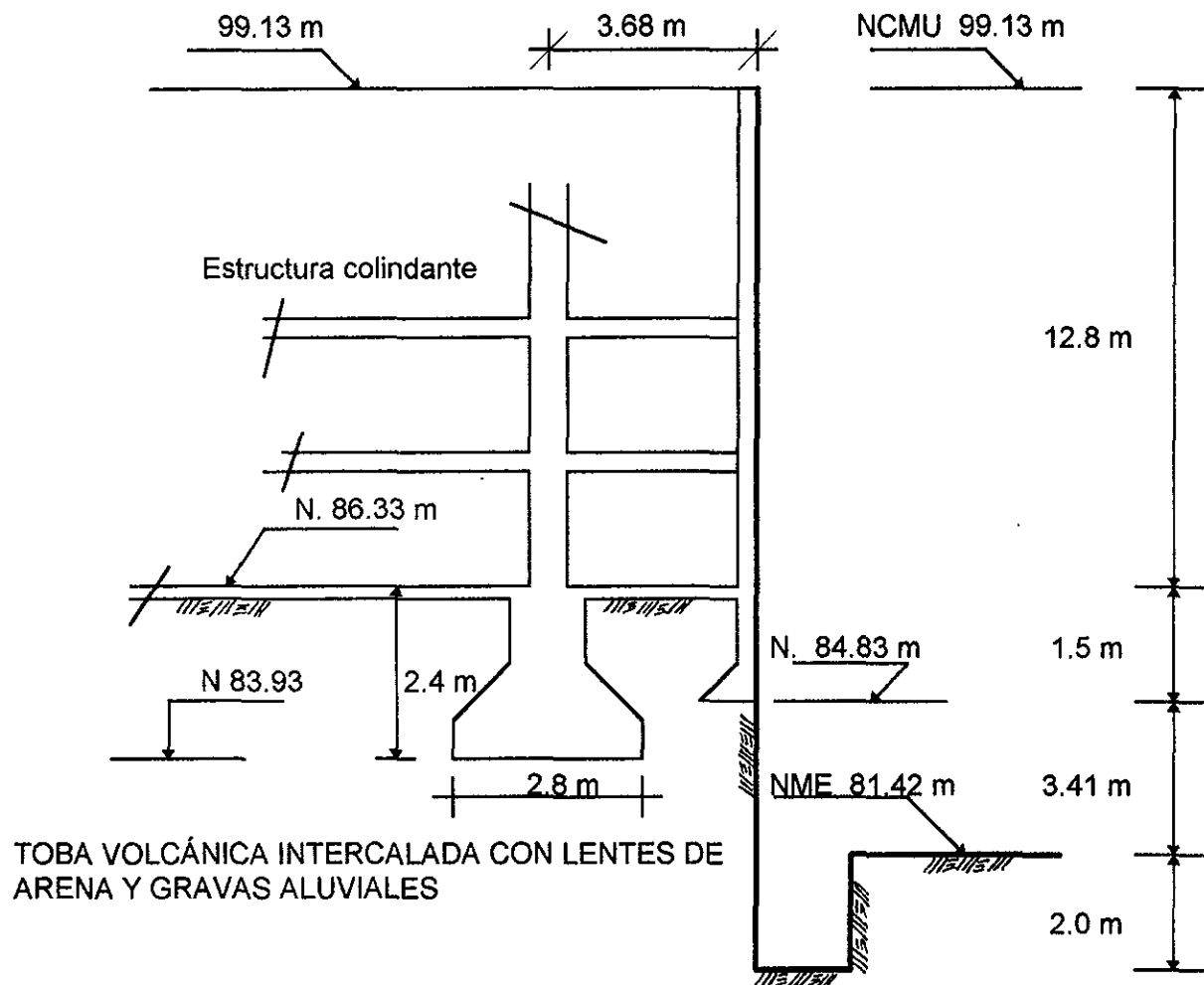


ESC. 1 : 200

PRESION SOBRE EL SISTEMA DE ADEME HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURA DE 2 NIVELES .

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA NORTE.

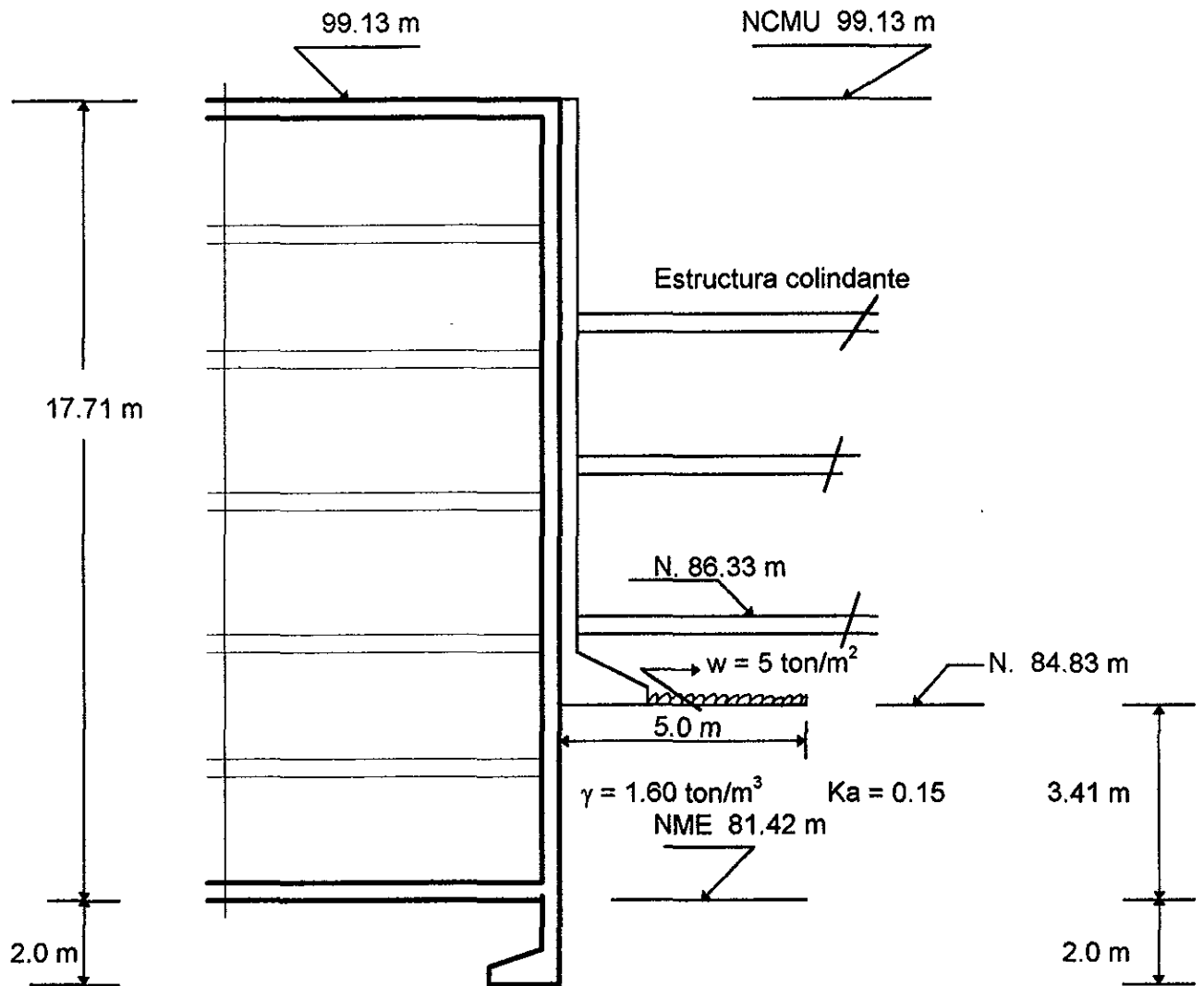
① *Estratigrafía.*



NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.
NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA NORTE.

② *Condición Analizada.*



γ : Peso volumétrico natural.

K_a : Coeficiente de presión de tierras activo.

w : Sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie contigua a la excavación.

NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.

NME : Nivel de Máxima Excavación.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA NORTE.

③ *Empuje del suelo.*

$$Es = Pv Ka$$

$$Pv = \gamma h$$

$$Es = \gamma h Ka$$

Profundidad m	h m	γ ton/m ³	$Pv = \gamma h$ ton/m ²	Ka	$Es = \gamma h Ka$ ton/m ²	Σ ton/m ²
14.30 - 17.71	3.41	1.60	5.46	0.15	0.82	0.82
17.71 - 19.71	2.00	1.60	3.20	0.15	0.48	1.30

Es : Empuje debido al suelo en ton/m².

Pv : Presión vertical en ton/m².

γ : Peso volumétrico natural en ton/m³.

h : Espesor del estrato en m.

Ka : Coeficiente de presión de tierras activo.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA NORTE.

⊙ *Empuje debido a sismo.*

$$\phi = 30^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + \phi / 2)$$

$$\alpha = 90^\circ - (45^\circ + 30^\circ / 2) = 30^\circ$$

$$\tan \alpha = x / h \rightarrow x = h \tan \alpha$$

$$x = 5.41 \tan 30^\circ = 3.12 \text{ m}$$

Área de la cuña

$$A = \frac{(x)(h)}{2}$$

$$A = \frac{(3.12 + 1.15)(3.41)}{2} + \frac{(1.15 \times 2.00)}{2} = 8.43$$

Peso de la cuña

$$w = (A)(\gamma)$$

$$w = (8.43)(1.60 \text{ ton/m}^3) = 13.49$$

Empuje Sísmico

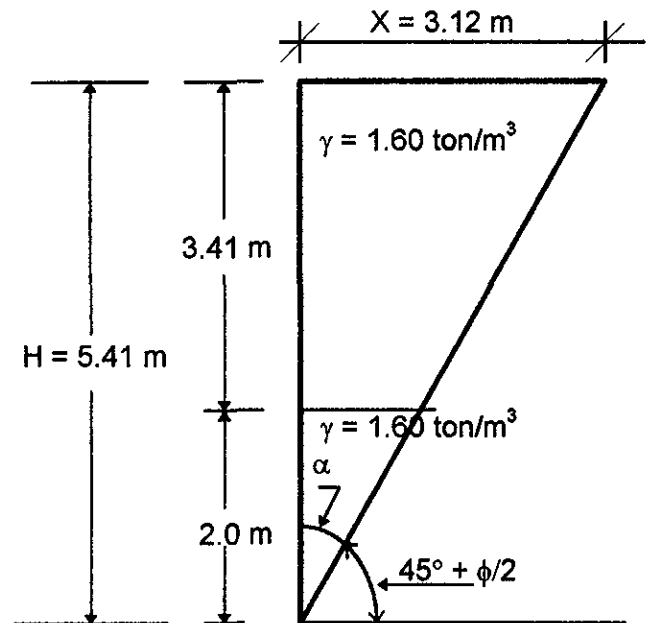
$$E = W \frac{C_s}{Q} \quad C_s = 0.16 \text{ Zona de Lomas} \\ Q = 3$$

$$E = 13.49 \times \frac{0.16}{3} = 0.72$$

Empuje Sísmico por metro

$$E_{ss} = E/h$$

$$\underline{E_{ss} = 0.72 / 5.41 = 0.13 \text{ ton/m}^2}$$



EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA NORTE.

⑥ *Empuje Total.*

$$E_T = E_s + E_{sc} + E_{ss}$$

Profundidad. h m	E_s ton/m ²	E_{sc} ton/m ²	E_{ss} ton/m ²	E_T ton/m ²
0.00	0.00	2.50	0.13	2.63
3.41	0.82	0.80	0.13	1.75
5.41	1.30	0.36	0.13	1.79

E_s = Empuje del suelo.

E_{sc} = Empuje debido a la sobrecarga.

E_{ss} = Empuje debido a sismo.

E_T = Empuje total.

EMPUJE TEMPORAL SOBRE EL SISTEMA DE ADEME QUE ALOJARA A LA EXCAVACIÓN HACIA COLINDANCIA NORTE.

① Transformada de PECK

$$h = \frac{2A}{B+b}$$

Volumen de Esfuerzo

$$A = \frac{(2.63 + 1.75) 3.41}{2} + \frac{(1.75 + 1.79) 2.0}{2}$$

$$A = 7.47 + 3.54$$

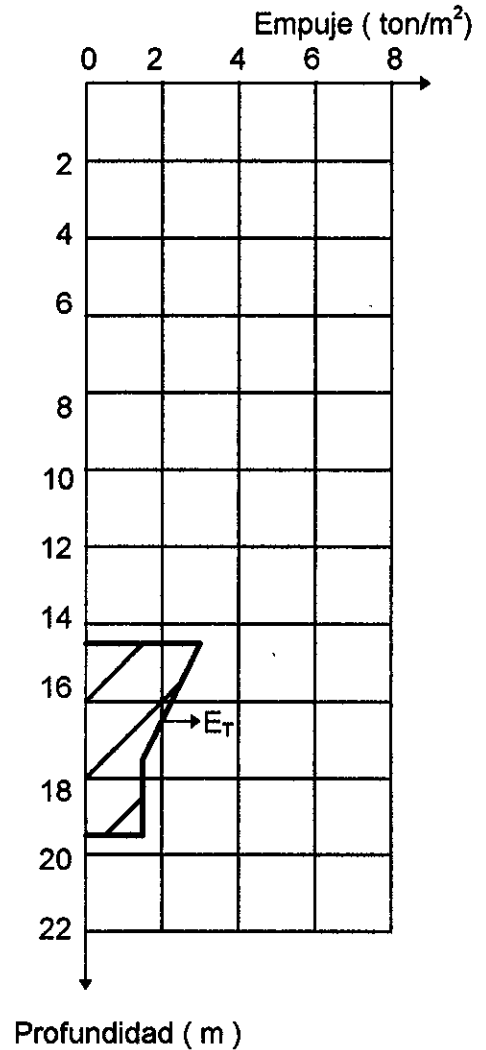
$$A = 11.01$$

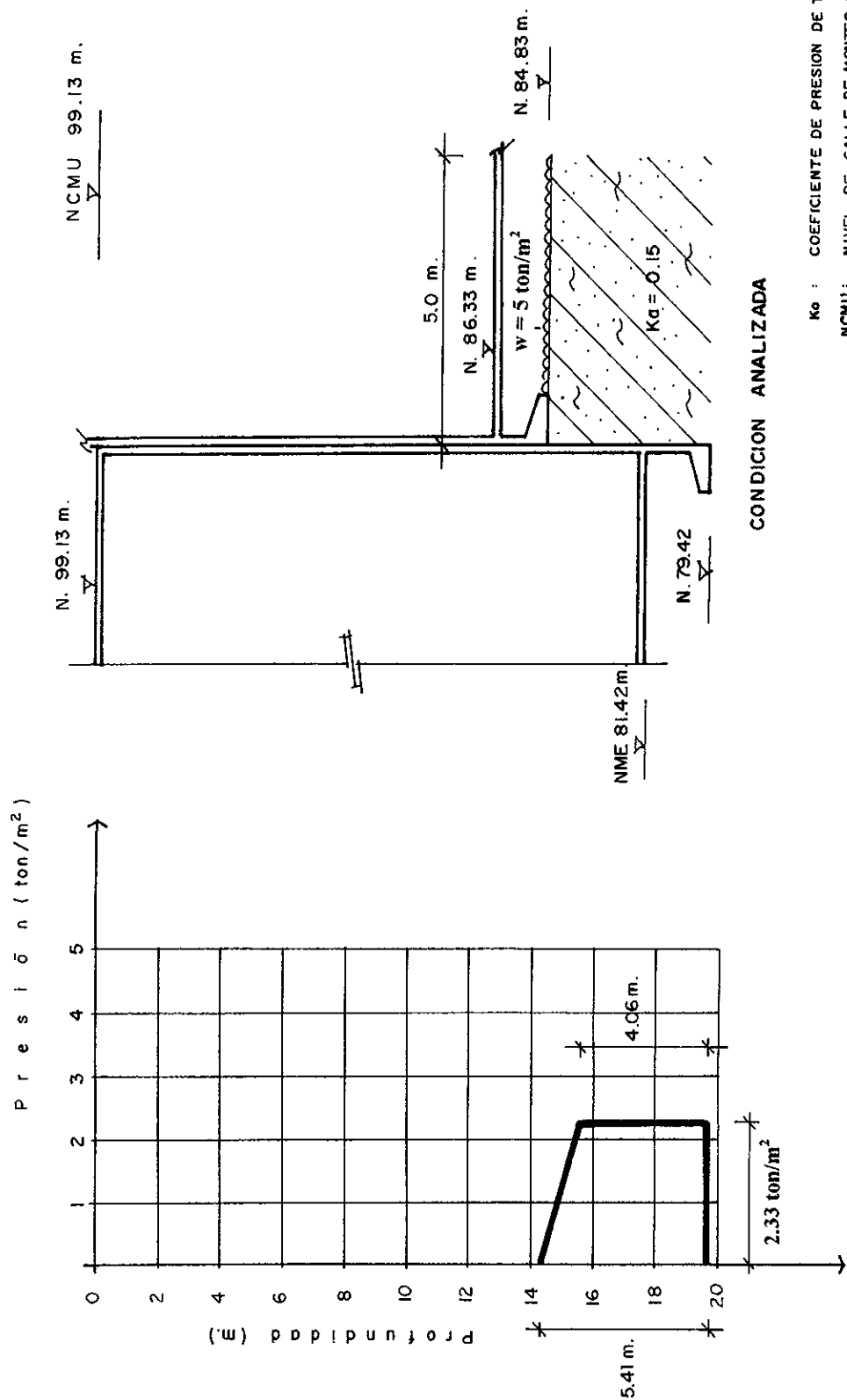
$$b = 0.75 B$$

$$b = 0.75 (5.41) = 4.06$$

$$h = \frac{2(11.01)}{5.41 + 4.06}$$

$$h = 2.33 \text{ ton/m}^2$$





CONDICION ANALIZADA

K_a : COEFICIENTE DE PRESION DE TIERRAS ACTIVO
 NCMU : NIVEL DE CALLE DE MONTES URALES
 NME : NIVEL DE MAXIMA EXCAVACION

**PRESION SOBRE EL SISTEMA DE ADEME
HACIA COLINDANCIA NORTE .**

5.4 Capacidad de las anclas a fricción

En el diseño deberá considerarse que un suelo anclado e inyectado puede fallar en uno o más de los modos siguientes:

- (I) Falla dentro de la masa de suelo
- (II) Falla en la adherencia de la interface suelo/lechada
- (III) Falla en la adherencia de la interface lechada/tendón
- (IV) Falla del tendón de acero o cabeza de anclaje

Para el diseño de un anclaje de suelo cada modo de falla debe considerarse a fin de asegurar un factor de carga y factor de seguridad adecuado, tener la magnitud y el modo de carga estimado, período de servicio y consecuencias de falla.

En cuanto a la estabilidad total evaluada el diseño deberá tomar en cuenta:

- (I) ubicación del plano de falla crítico para asegurar que la longitud fija de ancla exista más allá de tales planos;
- (II) al planificar las limitaciones que pueden restringir o negar el uso de anclajes afuera del área de trabajo del proyecto;
- (III) limitaciones físicas, las condiciones relativas al terreno, la presencia de servicios subterráneos, minas abandonadas trabajadas etc.

Para ayudar al contratista del anclaje, el diseño deberá detallar la carga de trabajo de los anclajes, longitudes mínimas libres de ancla y esquema de los anclajes. El diseño deberá mantener también alguna flexibilidad y disponibilidad a cambios de permiso de diseño debido a obstrucciones o cambio en las condiciones físicas.

En excavaciones profundas limitado por la forma de retener el talud, la evaluación de la estabilidad total tiene que considerar la interacción entre el terreno, estructura y anclajes, como un sistema completo.

5.4.1 Interfase Suelo/lechada

El pronóstico por regla del diseño de la carga definitiva que sostiene la capacidad son creadas invariablemente por el terreno que ha quedado expuesto a lo largo de un corte en la superficie, postulando un mecanismo de falla y examinando las fuerzas pertinentes en una estabilidad. Usando términos prácticos simples, hay básicamente dos mecanismos de traslación de carga por lo que la restricción localmente del terreno se moviliza conforme la parte fija del ancla se retira, específicamente el fin es sostener y soportar el esfuerzo cortante. Las anclas fijas fallan localmente al corte por medio de uno de estos mecanismos o por una combinación de ambos, con tal que la limitación suficiente sea disponible desde el terreno circundante. En este contexto, la falla general se define como la movilización o deslizamiento de líneas de falla o la generación de deformaciones que se extienden en la superficie expuesta.

La capacidad del anclaje que sostiene la carga definitiva es dependiente de los factores siguientes:

- (a) definición de falla;
- (b) mecanismo de falla;
- (c) área de interface de falla;
- (d) propiedades que indujeron al terreno a la interface de falla;

Se debe anotar que todos los anclajes están sujetos a un procedimiento de prueba, y la carga ultima que sostiene las capacidades son por lo tanto la única guía para calcular y puede ser modificada dependiendo de los resultados de pruebas.

El mejorar la capacidad de anclaje para una condición determinada de terreno se dicta primordialmente por la geometría del anclaje. Las transferencias de tensiones desde la ancla fija al terreno circundante es influida también por la técnica de construcción, particularmente por el procedimiento de inyección de lechada, y en menor alcance por la técnica de perforación y limpieza del barreno.

5.4.2 Interface de lechada/tendón

Tres mecanismos de trabajo, específicamente adherencia, rozadura y el enclavamiento mecánico se reconocen ampliamente, pero las recomendaciones que pertenecen al trabajo de la lechada/tendón valores en la practica usualmente no toman en cuenta la longitud o tipo de tendón, o la resistencia de la lechada de circunvalación.

La resistencia de trabajo puede ser significativamente afectada por la condición del tendón, particularmente cuando es flojo o los materiales de lubricante están presentes en la interface. La superficie de los tendones debería por lo tanto no ser nocivo en la longitud de tendón libre y poder mejorar el trabajo. Por otra parte tendones que muestren señales de la picadura no deberían usarse.

Para anclajes , se recomienda que el área de tendón no deberá exceder 15% a 20 % del área del barreno para a fin de minimizar el afianzamiento.

5.4.3 Tensión y longitud de anclas

En el análisis se consideró que la longitud activa de las anclas se encontrará por detrás de las zonas de posible deslizamiento.

El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre la interface ancla - suelo; Brons (1968) y Little John (1970) establecieron la siguiente ecuación, para estimar la carga por fricción:

$$P_u = [(P_i \tan \phi' + c') \pi DL] F_R$$

donde :

P_u : capacidad del ancla, en ton.

P_i : presión de inyección de la lechada, ton/m²

π : 3.1416

D : diámetro del barreno, igual a 0.10 m.

L : longitud del ancla, en m

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo en el que se instala el ancla, en grados

ϕ' : ángulo de fricción entre el suelo y el cuerpo del ancla, igual a 2/3 de ángulo de fricción del suelo en que se instalará el ancla, en grados

c : cohesión del suelo en que se instala el ancla.

c' : resistencia al esfuerzo cortante por cohesión o adherencia entre el suelo y el cuerpo del ancla, igual a 2/3 de la cohesión del suelo en que se instalará el ancla.

F_R : factor de reducción igual a 0.7

Todos los anclajes requieren una longitud libre mínima que pueda guardar el esfuerzo en esta longitud elástica. Para las anclas de torones diseñadas, lo mínimo que requiere de longitud libre es de 5 m para que la tensión a que se somete la ancla a través del alargamiento de la parte libre no se pierda con el regreso de las cuñas al momento del bloqueo del ancla.

Las anclas diseñadas son armaduras metálicas de cables que toman los esfuerzos de tracción. Se introduce esta armadura en una perforación y se sella al terreno por medio de una inyección de lechada de cemento. La puesta en tensión se realiza con una unidad de postensado que corresponde al tipo de ancla colocada.

Los torones se definen con las siguientes características:

según ASTM 416.

	toron de 0.5" de diámetro toron de 12.7 mm de diámetro	toron de 0.6" de diámetro toron de 15.2 mm de diámetro
Resistencia mínima garantizada que correspondiente a la tensión de ruptura	18.7 ton	25.3 ton
(TMG) Tensión mínima garantizada que corresponde a un alargamiento de 1%	16.9 ton	22.4 ton
Tensión de ensaye de prueba admisible	15.2 ton	21.9 ton
Tensión residual en el ancla después del bloqueo de las cuñas de postensado correspondiente a la tensión de trabajo admisible Partiendo de la tensión mínima de alargamiento (TMG/1.33)	12.0 ton	16.8 ton

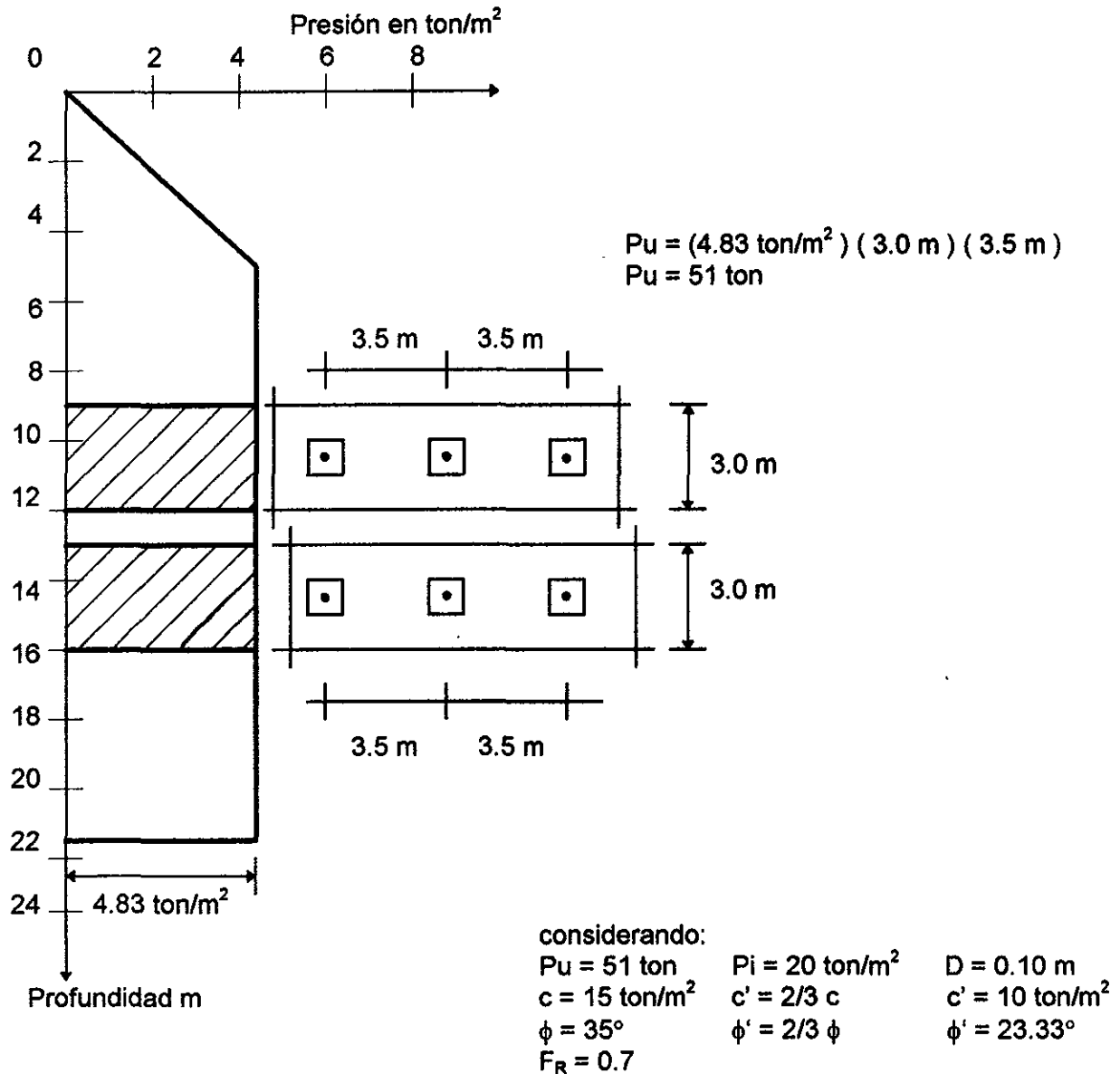
ASTM – American Institute of the Steel Construction.

Considerando que las anclas del primer nivel localizado en la colindancia poniente y las anclas de la colindancia norte tendrán una inclinación de 20° con respecto a la horizontal y los otros niveles su inclinación será de 10° con respecto a la horizontal, se obtuvieron las capacidades, longitudes y distribución de anclas mostradas en las figuras 5.8 a 5.15.

A continuación se muestra el calculo de las capacidades y longitudes de las anclas.

CAPACIDAD Y LONGITUD DE LAS ANCLAS HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.

$$P_u = [(P_i \tan \phi' + c') \pi D L] F_R$$



Despejando L de la fórmula:

$$L_a = \frac{P_u}{[(P_i \tan \phi' + c') \pi D] F_R}$$

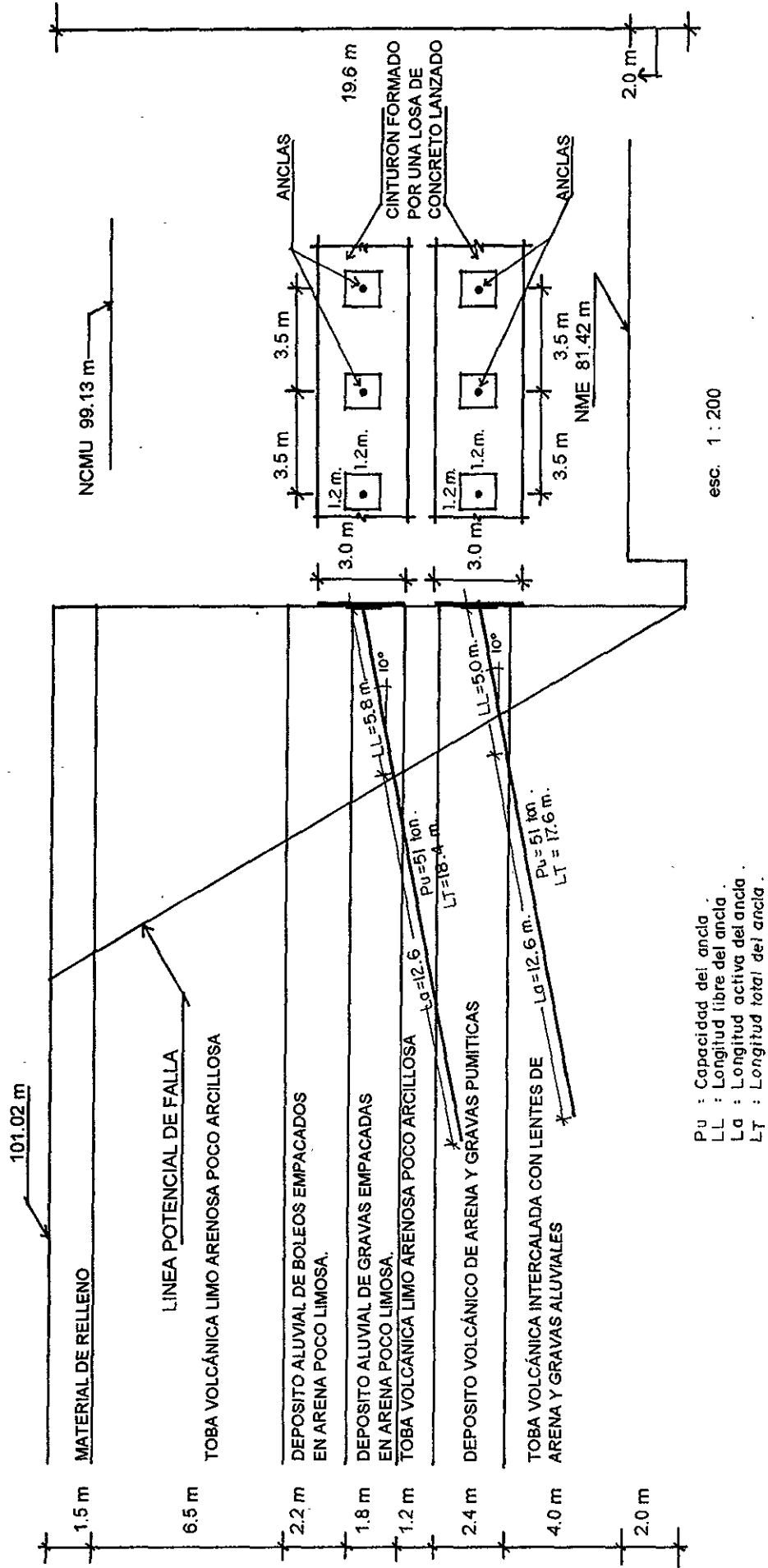
$$L_a = \frac{51 \text{ ton}}{\{ [(20 \text{ ton/m}^2) (\tan 23.33^\circ) + 10 \text{ ton/m}^2] (0.10 \text{ m}) \pi \} 0.7}$$

$$L_a = 12.5 \text{ m}$$

con una inclinación de 10° se tiene:

$$L_a = 12.5 / \cos 10^\circ \rightarrow L_a = 12.6 \text{ m}$$

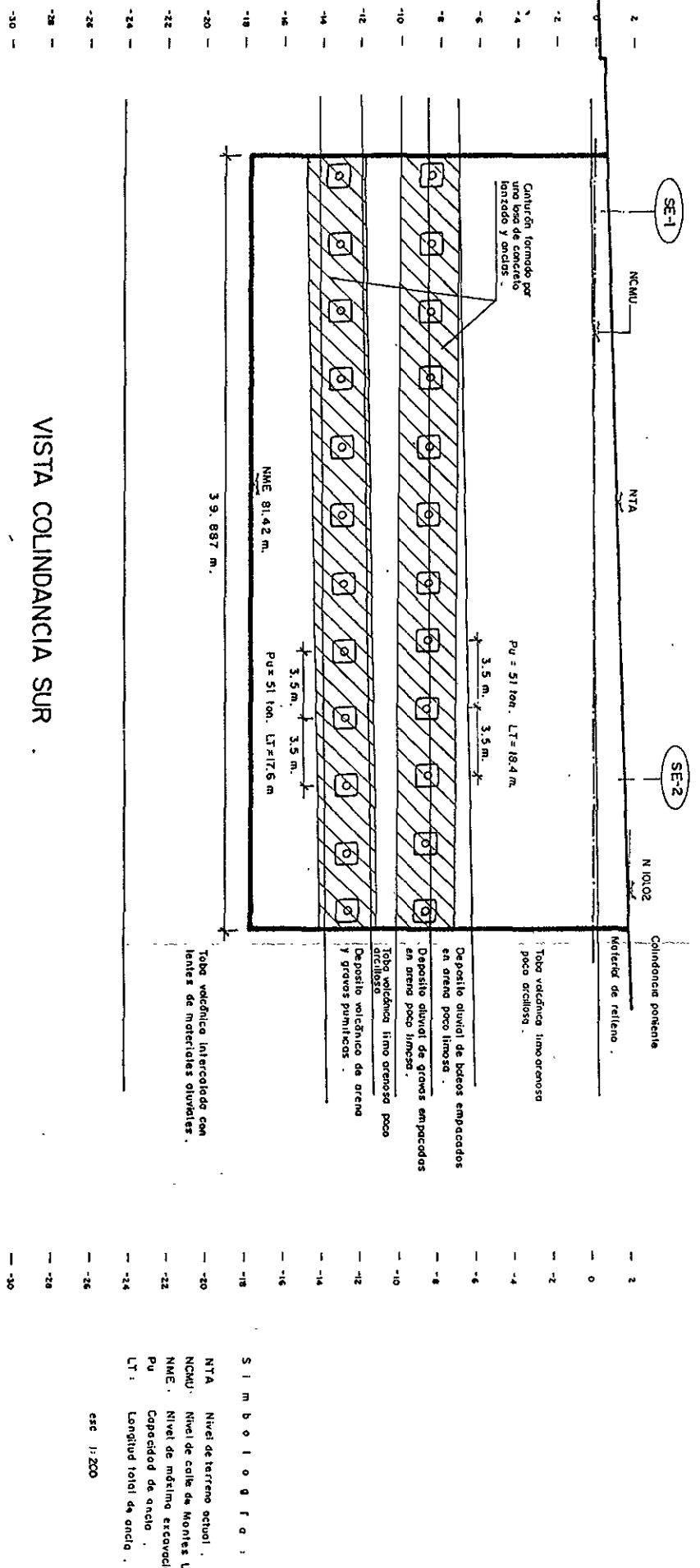
ANCLAS HACIA COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA Y COLINDANCIA SUR.



Pu : Capacidad del ancla
 LL : Longitud libre del ancla
 La : Longitud activa del ancla
 LT : Longitud total del ancla

NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.
 NME : Nivel de Máxima Excavación.

FIGURA 5.8



VISTA COLINDANCIA SUR

S i m b o l o g r a f í a :

NTA Nivel de terreno actual .
 NCMU Nivel de calle de Montes Unidos .
 NME Nivel de máxima excavación .
 Pu Capacidad de ancla .
 LT Longitud total de ancla .

esc 1:200

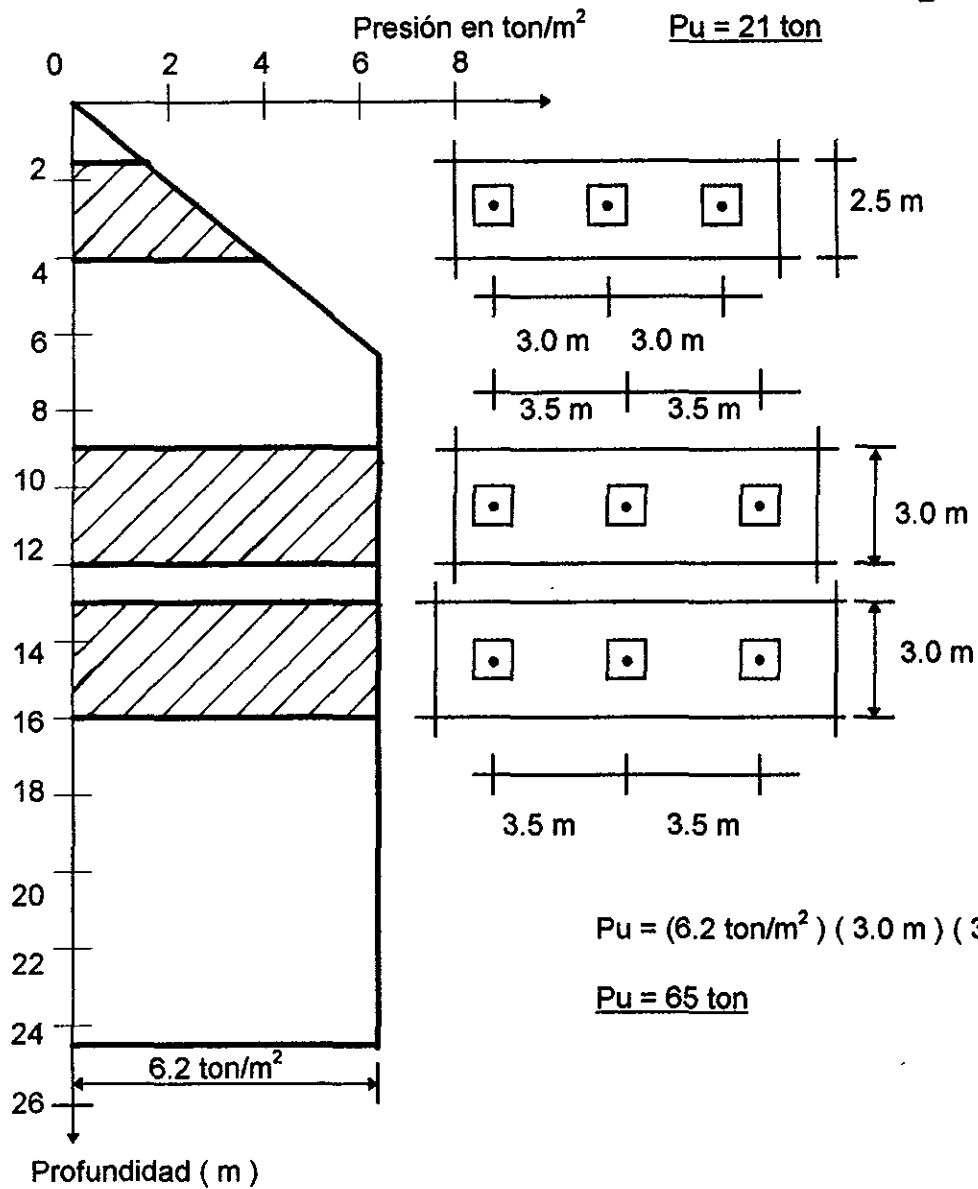
FIGURA No. 3.10

CAPACIDAD Y LONGITUD DE LAS ANCLAS HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

$$P_u = [(P_i \tan \phi' + c') \pi DL] F_R$$

$$P_u = \frac{ (1.5 \text{ ton/m}^2 + 4.0 \text{ ton/m}^2) 2.5 \text{ m.} \times 3.0 \text{ m} }{ 2 }$$

$$\underline{P_u = 21 \text{ ton}}$$



considerando:

$P_u = 21 \text{ ton } 1^{\text{a}} \text{ línea}$	$P_u = 65 \text{ ton } 2^{\text{a}} \text{ y } 3^{\text{a}} \text{ línea}$	
$P_i = 20 \text{ ton/m}^2$	$D = 0.10 \text{ m}$	$F_R = 0.7$
$c = 15 \text{ ton/m}^2$	$c' = 2/3 c$	$c' = 10 \text{ ton/m}^2$
$\phi = 35^\circ$	$\phi' = 2/3 \phi$	$\phi' = 23.33^\circ$

Despejando L de la formula:

$$L_a = \frac{P_u}{[(P_i \tan \phi' + c') \pi D] F_R}$$

La del primer nivel:

$$L_a = \frac{21 \text{ ton}}{\{ [(20 \text{ ton/m}^2) (\tan 23.33^\circ) + 10 \text{ ton/m}^2] (0.10 \text{ m}) \pi \} 0.7}$$

$L_a = 5.13 \text{ m}$ con una inclinación de 20° se tiene:

$$L_a = 5.13 / \cos 20^\circ \rightarrow \quad \mathbf{L_a = 5.5 \text{ m}}$$

La del segundo y tercer nivel:

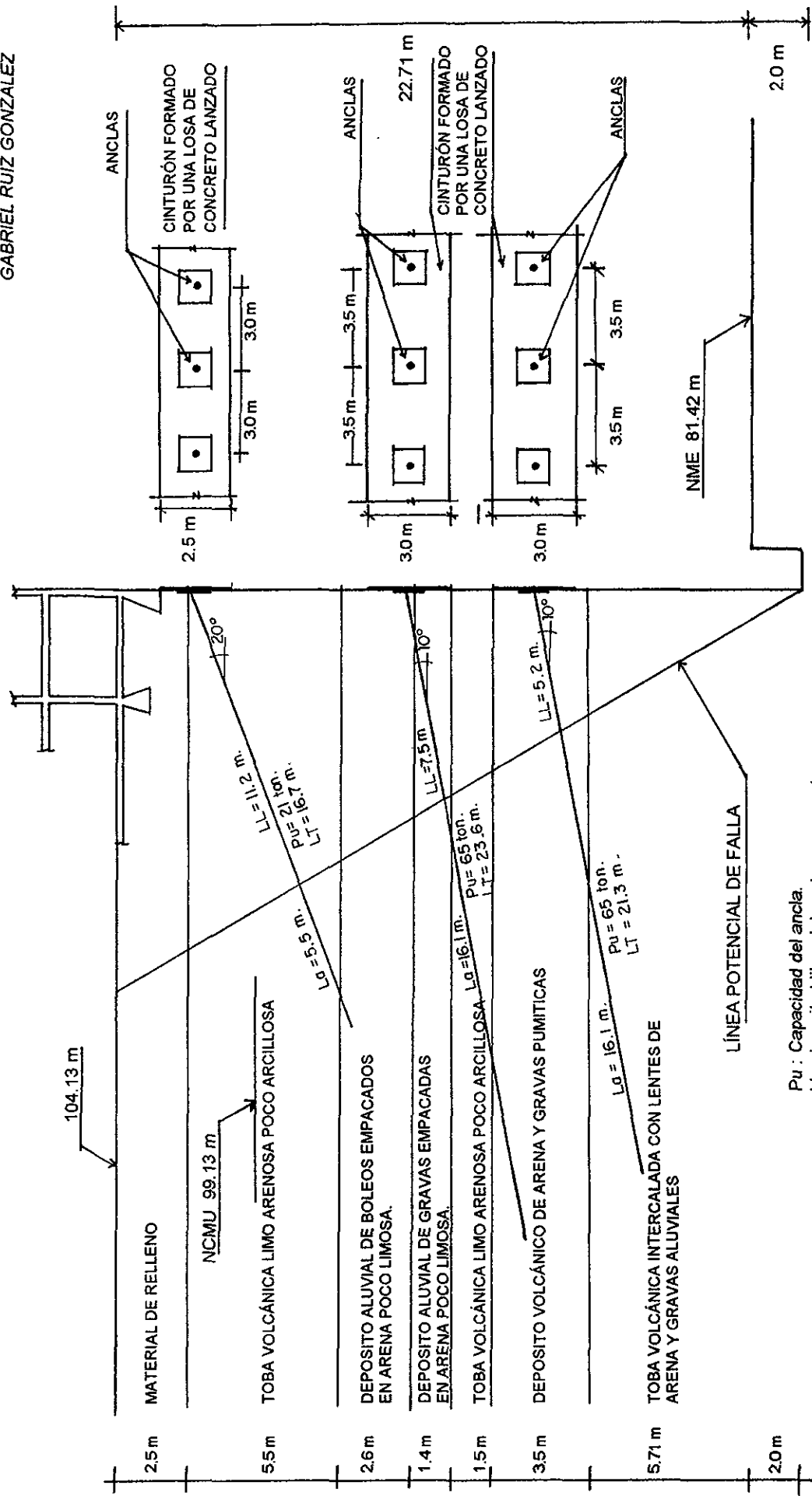
$$L_a = \frac{65 \text{ ton}}{\{ [(20 \text{ ton/m}^2) (\tan 23.33^\circ) + 10 \text{ ton/m}^2] (0.10 \text{ m}) \pi \} 0.7}$$

$L_a = 15.9 \text{ m}$ con una inclinación de 10° se tiene:

$$L_a = 15.9 / \cos 10^\circ \rightarrow \quad \mathbf{L_a = 16.1 \text{ m}}$$

ANCLAS HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES.

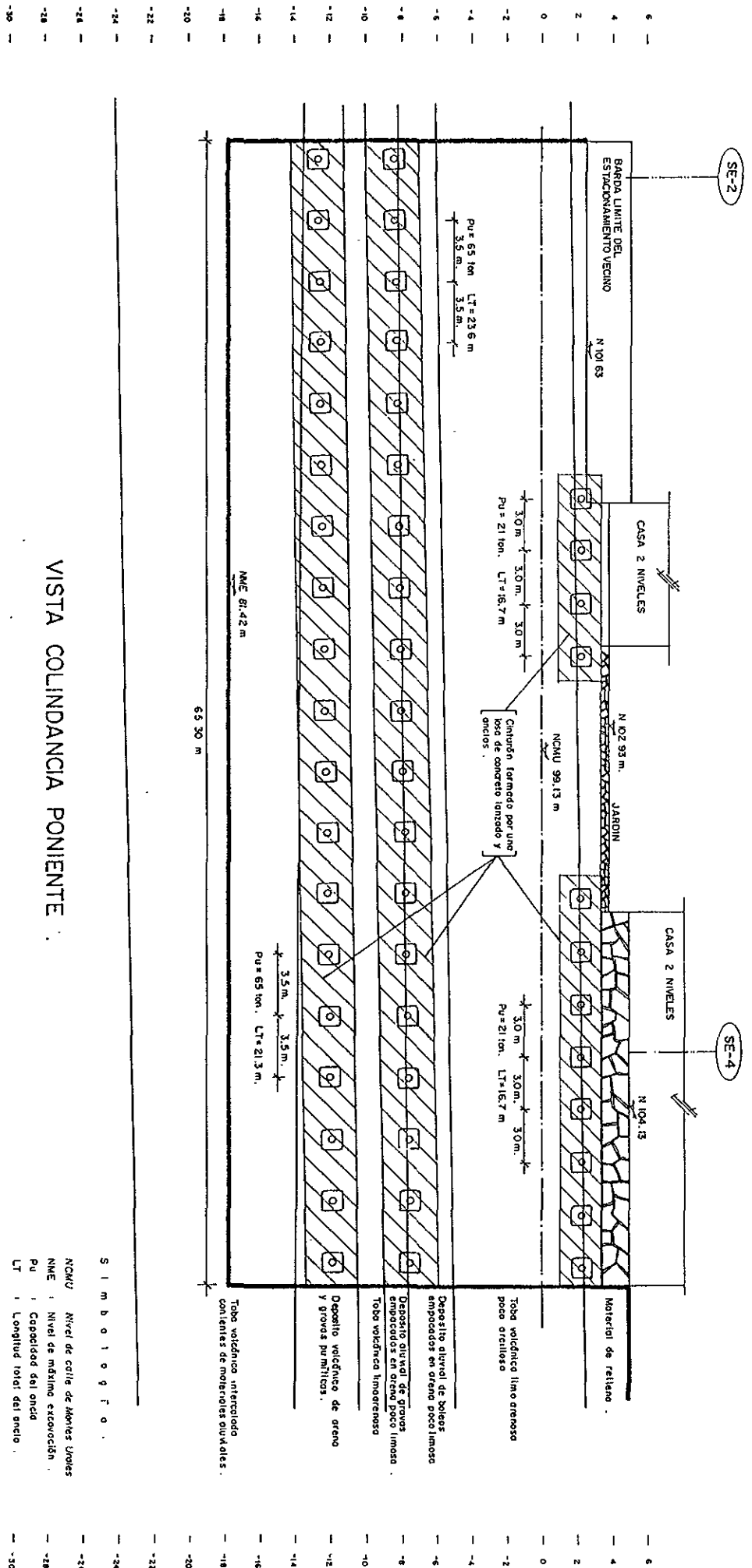
TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ



- Pu : Capacidad del ancla.
- LL : Longitud libre del ancla.
- La : Longitud activa del ancla.
- LT : Longitud total del ancla.
- NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales.
- NIME : Nivel de Máxima Excavación.

esc. 1 : 200

FIGURA 5.11

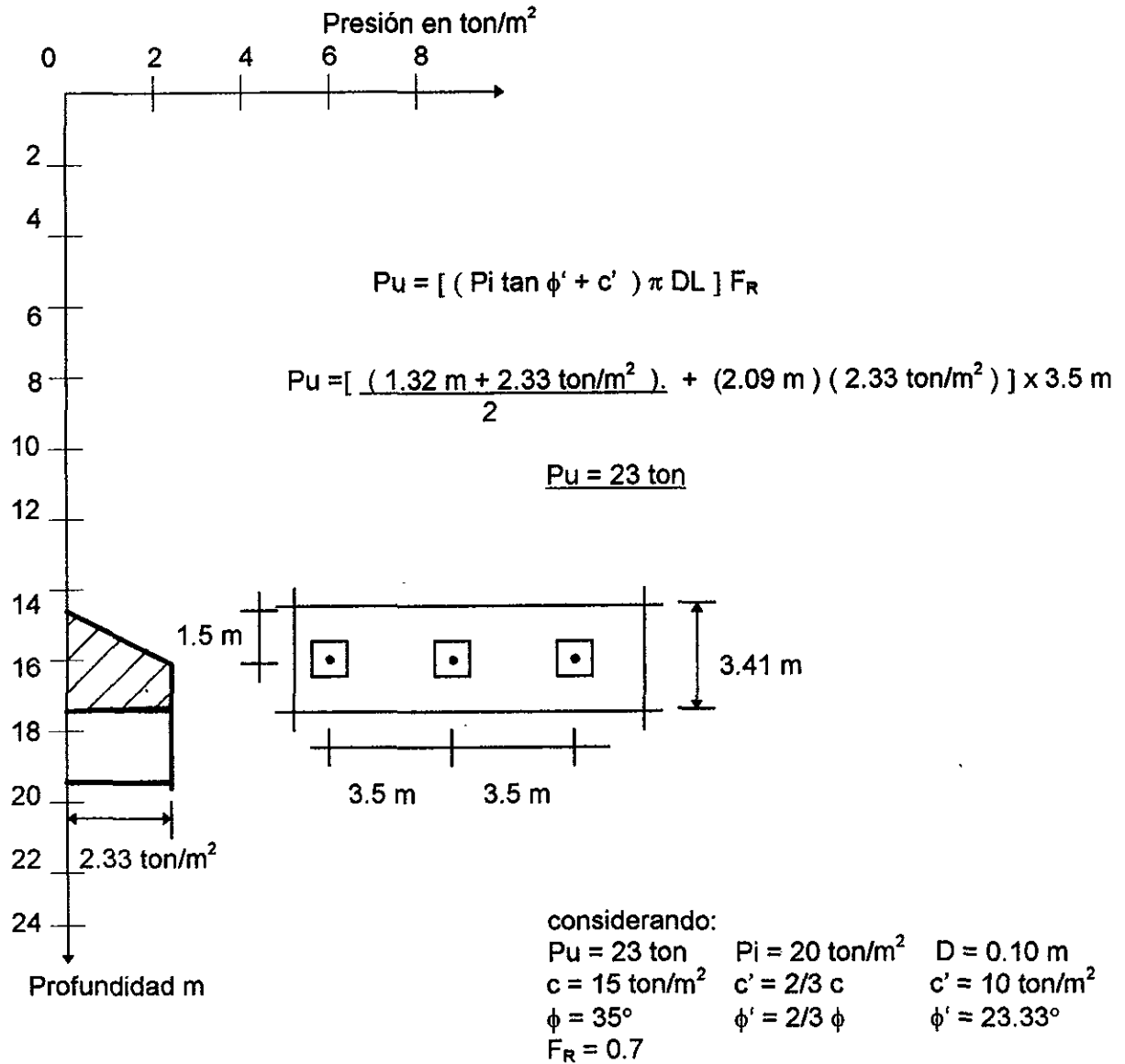


VISTA COLINDANCIA PONIENTE

S i m b o l o g í a .
 NCMU Nivel de cote de Montes Unidos
 NME Nivel de máxima excavación
 Pu Capacidad del ancla
 LT Longitud total del ancla
 esc 1:200

FIGURA No 5.12

CAPACIDAD Y LONGITUD DE LAS ANCLAS HACIA COLINDANCIA NORTE.



Despejando L de la formula:

$$L_a = \frac{P_u}{[(P_i \tan \phi' + c') \pi D] F_R}$$

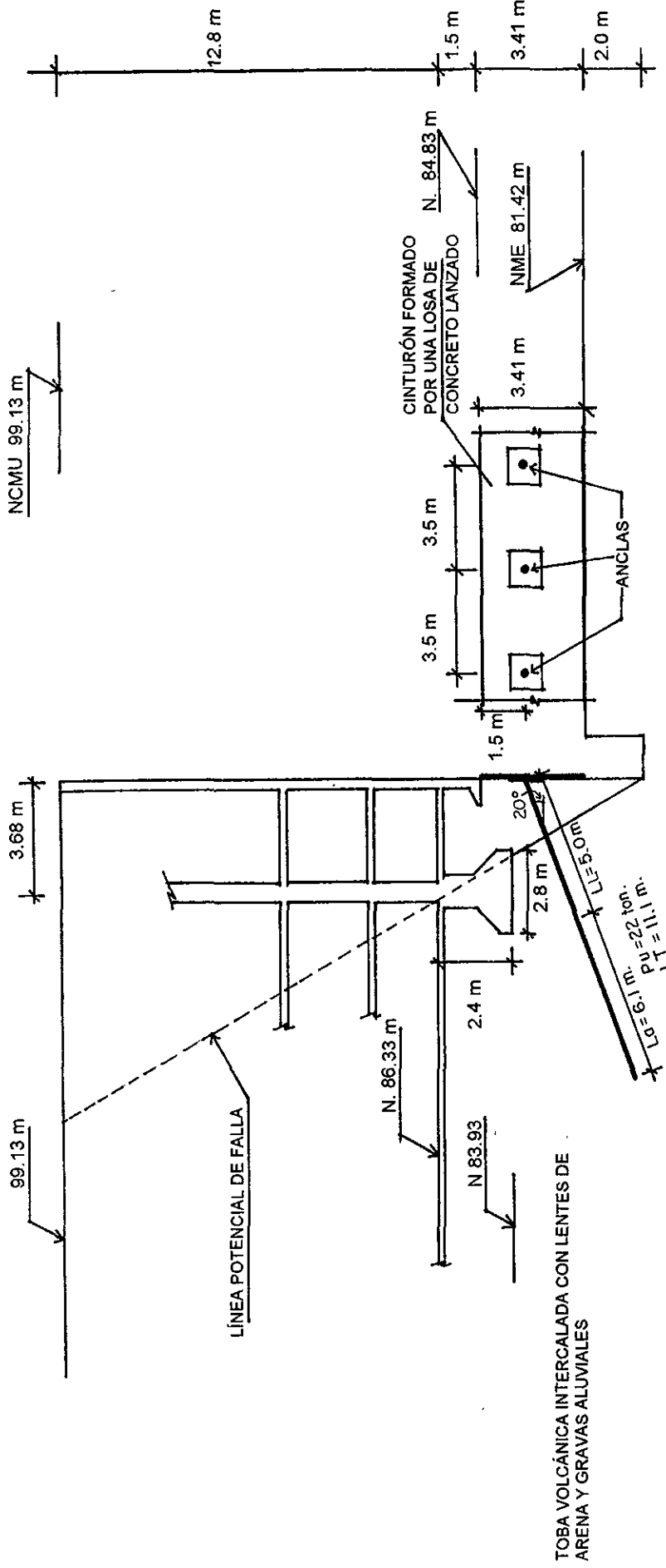
$$L_a = \frac{23 \text{ ton}}{\{ [(20 \text{ ton/m}^2) (\tan 23.33^\circ) + 10 \text{ ton/m}^2] (0.10 \text{ m}) \pi \} 0.7}$$

$$L_a = 5.7 \text{ m}$$

con una inclinación de 20° se tiene:

$$L_a = 5.7 / \cos 20^\circ \rightarrow \quad L_a = 6.1 \text{ m}$$

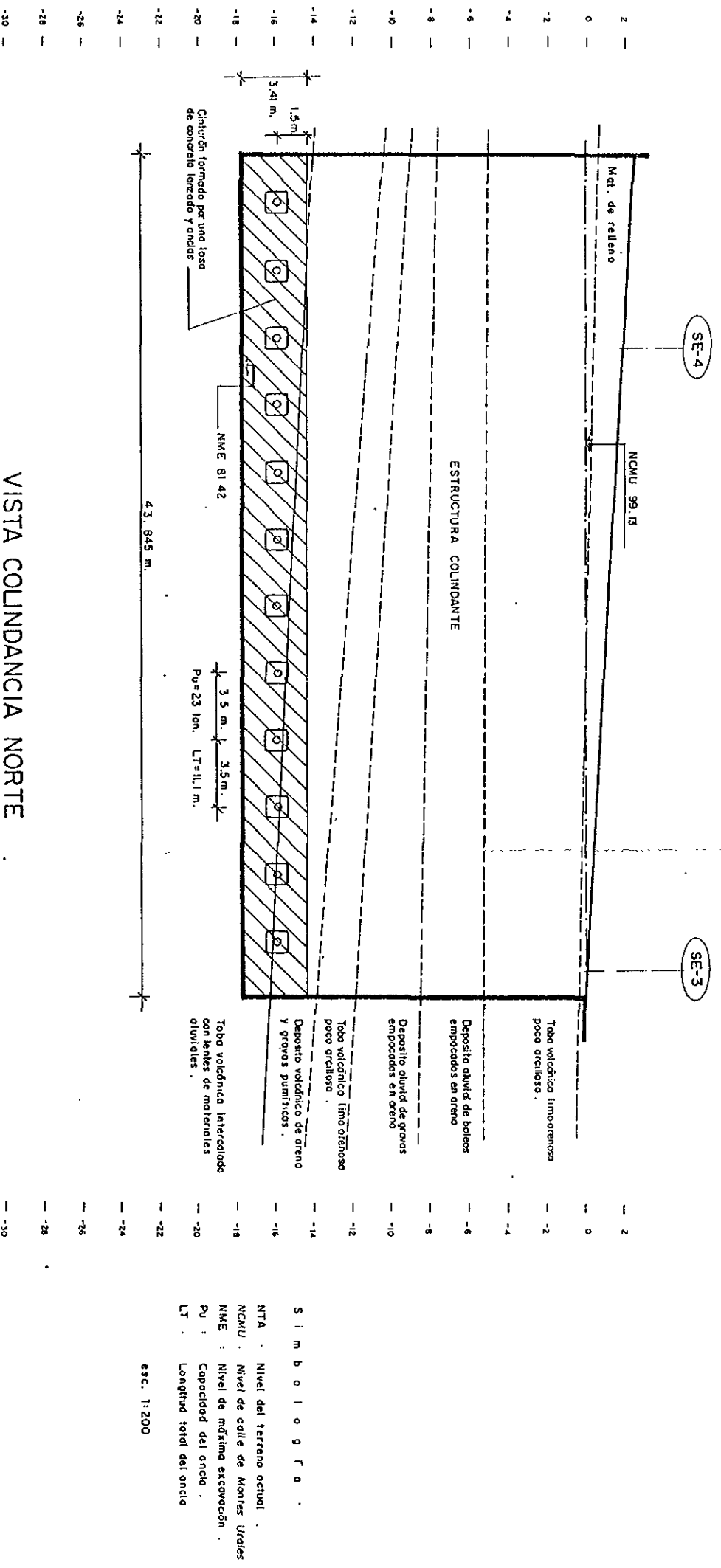
ANCLAS HACIA COLINDANCIA NORTE.



esc. 1 : 200

NME : Nivel de Máxima Excavación.
NCMU : Nivel de Calle de Montes Urales

FIGURA 5.13



S i m b o l o g r a f a .
 NTA . Nivel del terreno actual .
 NCMU . Nivel de calle de Montas Urdes
 NME : Nivel de máxima excavación .
 Pu : Capacidad del ancla .
 LT . Longitud total del ancla

esc. 1:200

FIGURA No. 5.14

CAPITULO 6

Descripción y especificaciones del sistema de anclaje

6. Descripción y especificaciones del sistema de anclaje.

Los primeros informes del empleo de anclajes en suelos para proveer el apoyo lateral a una excavación vertical tiene fecha de 1958, cuando Bauer inyecta una lechada en una barra en un denso aluvial para una excavación en Alemania.

Desde esta fecha hasta nuestros días se ha presentado un aumento en el uso de anclajes en todo el mundo, y millones de anclajes en suelos se han instalado tocando desde barras de pocas toneladas de capacidad en el refuerzo de suelo a anclajes presforzados de varias decenas de toneladas para proveer restricción lateral a excavaciones profundas e inclinaciones naturales inestables.

Hoy en día, los anclajes pueden ser empleados para resolver problemas involucrando tensión directa, deslizamiento, volcadura, carga dinámica, presfuerzos al terreno, y la gama de aplicaciones incluye retener muros, los muelles secos y caminos de pavimentos sujetos a fuerza hidrostática que ejercen fuerzas de supresión, edificios altos, el pilote de prueba, el tubo de ademe, estabilización de taludes inclinados etc. Esta amplia gama de aplicaciones que involucra una variedad de disciplinas en el diseño, quizás explica por que el uso y desarrollo de anclaje ha sido tan dramático sobre el paso de los últimos años.

En este capítulo se definen los diferentes tipos de anclas empleadas y las especificaciones para su correcta instalación.

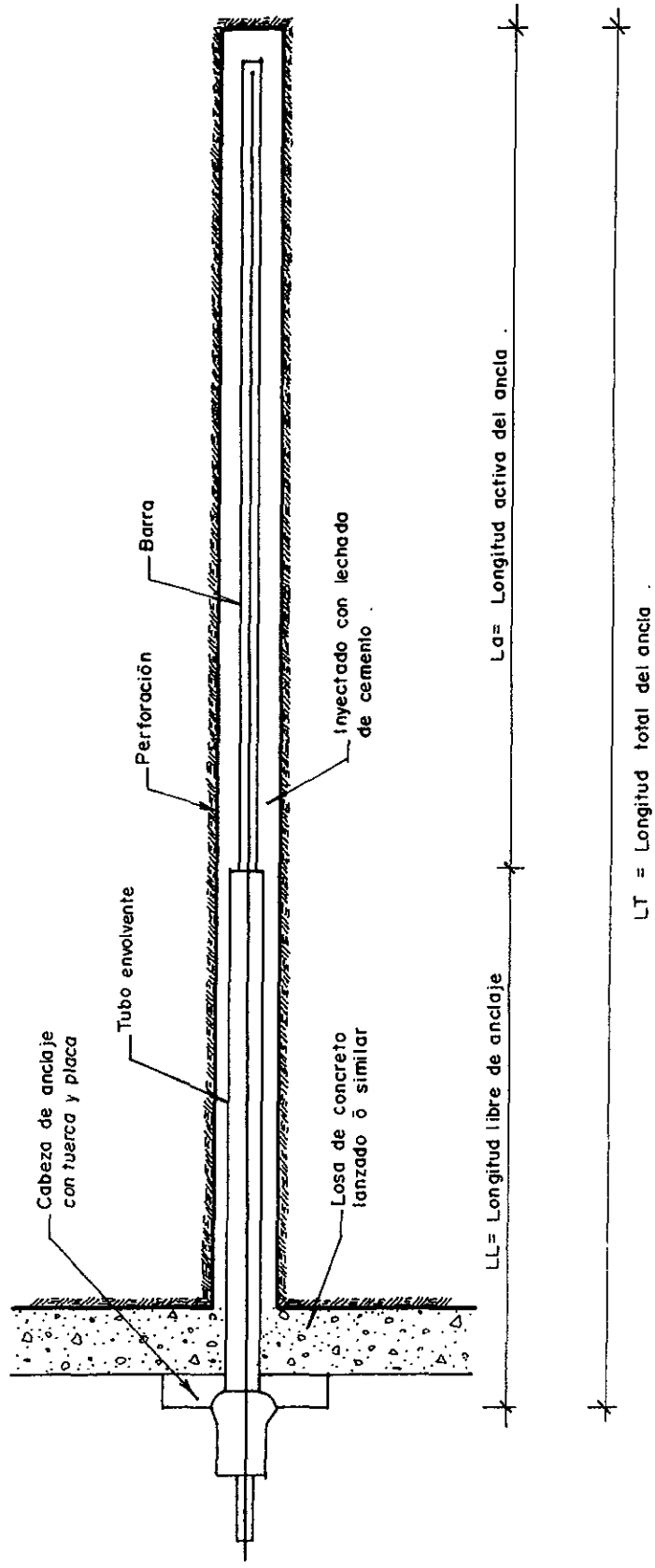
6.1 Descripción

6.1.1 Tipos de anclas y su funcionalidad.

Un anclaje en suelos se considera que sea una instalación que es capaz de transmitir una carga tensora aplicada a una carga que sostiene el estrato de suelo. La instalación consiste básicamente de una cabeza de ancla, la longitud libre de ancla y la longitud de ancla activa o fija (figura 6.1). El termino de ancla se usa exclusivamente para denotar un componente por ejemplo cabeza de ancla y longitud libre de ancla.

Existen diversos tipos de anclaje ya que presentan modalidades que las caracterizan por la tecnología en especial de cada tipo, dentro de las cuales tenemos anclas presforzadas y postensadas.

En términos generales las anclas se clasifican en dos grandes grupos que son: anclas de fricción o de sostenimiento rápido y ancla de tensión o sostenimiento puntual.



PARTES INTEGRALES DE UN ANCLA .

Dos son las funciones que desempeña el anclaje:

- Proporcionar resistencia al corte y a la tensión que la formación no posee.
- Soportar en forma directa el peso de parte de la formación al tender a separarse de la misma.

Funcionalidad de las anclas:

A) Anclas de Tensión.

Ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las discontinuidades de la formación, aumentando en consecuencia su resistencia al corte en estas superficies. Esta función es importante principalmente durante la excavación de obras subterráneas, donde masas incompetentes e inestables se pueden estabilizar por medio de anclas. Otra contribución es proporcionar capacidad de tensión en el sentido en el que se presentan los desplazamientos de los fragmentos o bloques inestables.

En el caso de taludes en los que se generan esfuerzos de tensión y existe la tendencia de separación de los bloques, este tipo de anclas es de gran utilidad.

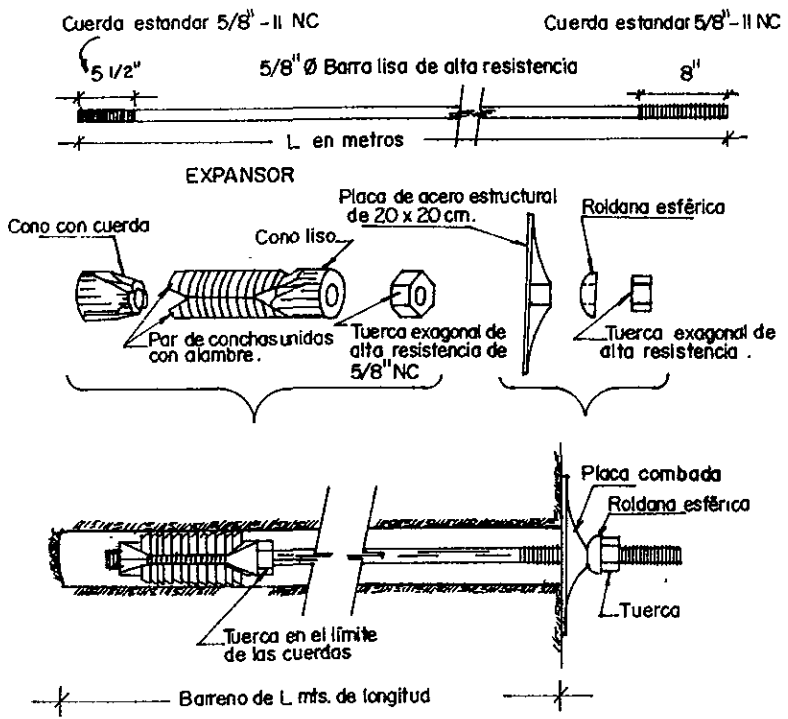
El proceso de colocación de este tipo de anclas consiste a grandes rasgos en efectuar un barreno con la longitud y orientación requerida según el refuerzo que se pretende dar a la formación; posteriormente se introduce el ancla y se acciona el dispositivo de anclaje (expansor mecánico, cuña, bulbo de anclaje mediante algún cementante etc.) llevando a cabo lo anterior se coloca la placa de apoyo en la boca del barreno y se tensiona el ancla mediante la aplicación del par que le transmite la tensión solicitada. En la figura 6.2 se presenta el funcionamiento de las anclas de tensión.

B) Anclas de Fricción.

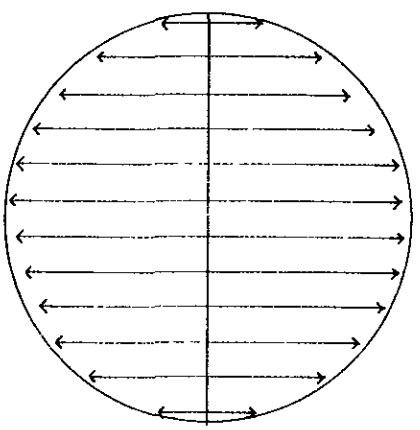
La función de las anclas de fricción es similar a de las barras de acero de refuerzo en el concreto armado, soportar los esfuerzos de tensión que los materiales de la formación inestable no pueden absorber.

La instalación de este tipo de anclas es similar al de las anclas de tensión, solo que en este caso puede o no requerirse el elemento de sujeción en la parte interior, además de que en todo el espacio anular existente entre las paredes de la barrenación y la barra de acero se inyecta algún cementante (Lechada de cemento, Mortero o Resina) con los que se producen esfuerzos de adherencia a lo largo de toda el ancla tanto entre esta y la solución cementante como entre el mismo cementante y las paredes de la barrenación.

LOS COMPONENTES DEL ANCLA MODELO GS - AE 5/8" B



MODELO TIPO DE ANCLAS DE TENSION CON EXPANSOR DE ABERTURA PARALELA.



FUERZAS INTERNAS DE TENSION.

Se ha podido comprobar que los resultados obtenidos de la utilización de las anclas de fricción en suelos es satisfactorio. En la figura 6.3 se indica el funcionamiento de las anclas de fricción.

En algunas ocasiones estas anclas constan de un expansor con el fin de fijar y centrar el ancla en la barrenación. Por lo que se produce una conjunción de los dos tipos de anclas al generarse esfuerzos de tensión por la presencia de los expansores y esfuerzos de adherencia propios del funcionamiento de un ancla de fricción.

Para el buen funcionamiento de estas anclas es muy importante que la inyección (Lechada de cemento, mortero o resina) se realice en base a especificaciones y recomendaciones que se establezcan para su colocación, pues la inyección resulta fundamental en este tipo de anclas.

Se hace hincapié en este aspecto porque se presentan dos situaciones que se deben tomar muy en cuenta que son la adherencia de la mezcla de inyección y el ancla y la adherencia de la misma con el material de la formación a reforzar. Es importante que se logre la adherencia de la mezcla de inyección con los materiales en contacto y a todo lo largo del ancla, pues de lo contrario se presentan fallas y el ancla no trabajara adecuadamente.

6.1.2 Partes integrales de un ancla.

Las partes que en forma general integran todas las anclas son las siguientes:

- Cabeza de ancla o elemento de apoyo.
- Longitud activa de ancla, punto de apoyo o elemento de anclaje.
- Tendón, barra o fuste.

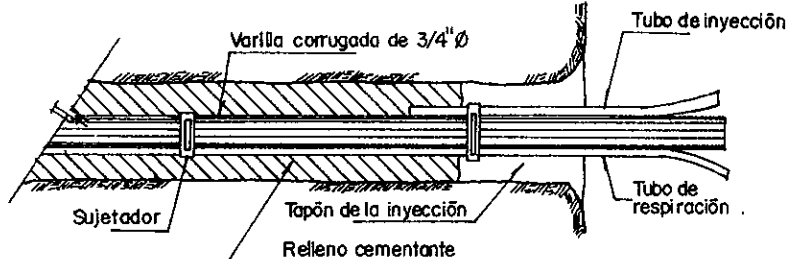
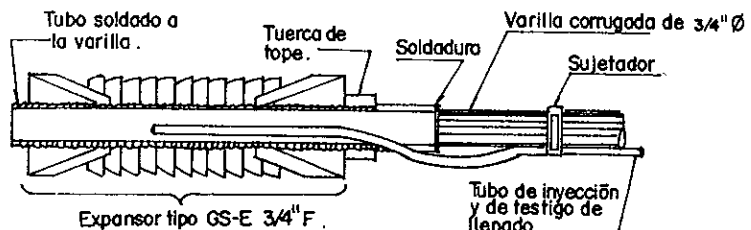
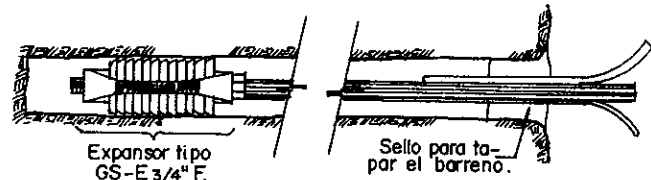
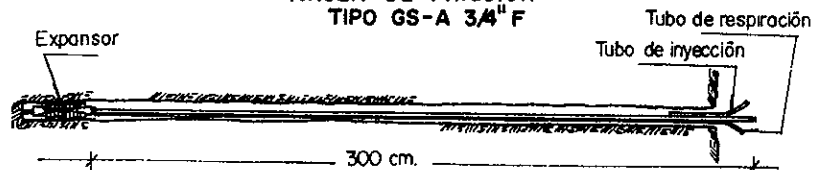
Mismas que se muestran en la figura 6.1.

Las anteriores son partes principales de un ancla, sin embargo, es importante aclarar que para cada tipo de ancla las empresas fabricantes les asignan diferentes denominaciones a las mismas, así como diversas variantes.

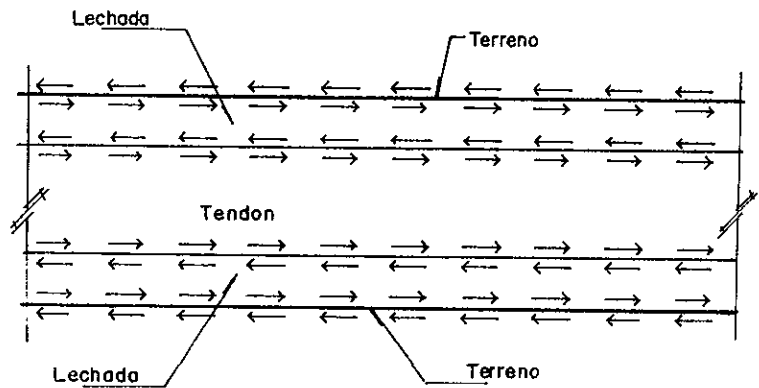
La cabeza de ancla es el componente de un anclaje de suelo que es capaz de transmitir la carga tensora desde el tendón a la superficie del terreno o la estructura que requiere apoyo.

La longitud activa o fija de ancla es la longitud diseñada de anclaje sobre la cual la carga tensora es capaz de ser transmitida al suelo circundante

ANCLA DE FRICCIÓN
TIPO GS-A 3/4" F



MODELO TÍPICO DE ANCLAS DE FRICCIÓN (BARRENO RELLENADO CON CEMENTANTES).



Un tendón que comúnmente consiste de barra de acero, torones en forma individual o en grupos, es la parte de un anclaje que es capaz de transmitir la carga tensora desde la ancla fija a la cabeza de ancla.

6.1.3 Ventajas y restricciones de las anclas.

Las restricciones propias de las anclas dependen de los materiales que los constituyen, mecanismos de acción, características del material donde se instalan ya sea suelo o roca, sitios de colocación o ubicación, etc.

Así pues, las anclas que están formadas por una varilla corrugada de acero, tuerca y una placa como reten y que se utilizan mortero como elemento de sujeción a lo largo del ancla, resultan ser sencillas y económicas pero su principal restricción es que no se pueden tensar antes de que se presenten deformaciones importantes en el suelo.

El ancla ranurada con cuña es también sencilla y económica y en roca dura proporciona un anclaje excelente y permite el tensado inmediato del ancla; la restricción de este tipo de anclas se debe a que el área donde se presenta la expansión del ancla es muy reducida, pudiendo provocar una trituración local de la misma cuando la resistencia de la roca inalterada es menor de unos 105 Kg/cm², con el deslizamiento consecuente del ancla.

Las anclas con expansor poseen numerosas ventajas entre las que se encuentran el que se pueden tensar inmediatamente después de su instalación e inyectarse posteriormente cuando los movimientos hayan cesado. Es un anclaje muy seguro en roca y se pueden lograr cargas de anclaje muy elevadas.

Más que restricción posee desventajas con respecto a otras anclas por su elevado costo y requiere de mano de obra especializada para su colocación así como un determinado mantenimiento.

Las anclas de tensión cuyo apoyo se logra a través de la misma mediante mortero, representa un sistema económico con buenas perspectivas de anclaje en muchos tipos de roca, sin embargo su resistencia se debe a que no es posible tensarlas antes de la inyección sino que una vez que halla fraguado. La rigidez del ancla como de la placa puede ser pequeña para algunas aplicaciones.

Las anclas tensadas y fijadas con resina tienen grandes ventajas como son: alta resistencia en roca de mala calidad y si se eligen los tiempos de fraguado adecuados, en una sola operación se obtiene un sistema de anclaje totalmente inyectado; pese a las numerosas ventajas que presentan estas anclas, presenta desventajas que en algunos casos podrían ser significativas como son un elevado costo y el limitado tiempo de almacenamiento de resina y sobre todo en climas calientes.

El uso de las anclas en general representan numerosas ventajas (con respecto a los demás métodos para estabilizar taludes) entre las cuales se tienen:

- Sirven para incrementar la capacidad de soporte natural de los suelos.
- Pueden emplearse en combinación con estructuras convencionales de ademe como lo son muros de concreto, retículas de acero y madera, el concreto lanzado, mallas de alambre, etc.
- Aceleran el avance de los trabajos dada la rapidez y facilidad de instalación.
- Proporcionan una economía que en algunos casos representa hasta el 50% en costo y tiempo, comparado con otros sistemas de soporte.
- Mediante una sencilla instrumentación puede controlarse el correcto funcionamiento del sistema.

6.2 Materiales componentes

6.2.1 Lechadas de cemento.

Todo el cemento Portland hidráulico convencional, específicamente ordinario, de endurecimiento rápido, resistente a sulfatos y calor bajo, son aceptables, pero para evitar la corrosión del tendón de acero, el contenido total de cloruro de la lechada derivado desde todas las fuentes no deberá exceder 0.1% por el peso de cemento.

Para asegurar que la lechada de cemento tenga un buen trabajo al esfuerzo cortante, la mezcla deberá lograr un esfuerzo de compresión no menor de 100 Kg/cm² a los siete días de edad. La salida de lechada que afianza el tendón no deberá generalmente exceder 2% de volumen 3 horas después de mezclado. Pueden permitirse valores más altos en el caso de terreno permeable donde la salida de agua se filtra desde la lechada durante la inyección bajo la presión. Dado estas consideraciones de diseño la relación agua-cemento típicamente oscila desde 0.4 a 0.7 para anclajes en suelo.

6.2.2 Tendón.

Los tendones comúnmente consisten de barra de acero, alambre trenzado singularmente o en grupo (torones). Bajo circunstancias normales de trabajo las cargas no deberán exceder 62.5% y 50% del esfuerzo característico del tendón para trabajos temporales y permanentes, respectivamente.

6.2.3 Cabeza de ancla.

La cabeza de ancla normalmente consiste de una cabeza anclada en que el tendón se ancla y una placa portadora por la que la fuerza de tensión se transfiere a la estructura o a la excavación.

La tensión de la cabeza deberá diseñarse para permitir que el tendón al ser tensado y anclado a cualquier fuerza hasta el 80% de la fuerza característica del tendón, deberá permitir ajuste de la fuerza arriba y abajo durante la fase inicial de tensado. La verificación de requerimientos durante el servicio dictaran la necesidad de uso normal, retensable o cabeza destensionable. La tensión de la cabeza deberá permitir también una desviación angular de $\pm 5^\circ$ desde la posición axial del tendón sin tener una influencia adversa sobre la carga definitiva que lleve la capacidad de la cabeza del ancla.

La presencia de placas para los anclajes de alta capacidad se diseñan normalmente al código estructural.

6.3 Protección contra la corrosión.

De miles de anclajes que se han instalado en el terreno alrededor del mundo, se han registrado casos en la historia de fallas que se han presentado por la corrosión del tendón, algunos que se protegieron únicamente por la cubierta de lechada de cemento. Invariablemente la corrosión se ha localizado y han ocurrido fallas después de haber servido únicamente unas semanas a muchos años. Como una consecuencia, se trata de que todos los anclajes permanentes y los anclajes temporales expuestos a las condiciones agresivas deberán protegerse, el grado de protección depende primordialmente de factores tales como las consecuencias de falla, agresividad del medio ambiente y costo de protección.

El objeto de diseñar contra la corrosión está en asegurar que durante la vida de diseño del anclaje de suelo la probabilidad de ocurrir la corrosión inaceptable sea mínima. Los diversos grados de protección son posibles; y por resistencia a la corrosión, el anclaje deberá tener una protección total; y una protección parcial del tendón puede únicamente inducir a una corrosión más severa sobre la parte protegida.

La elección de la clase de protección (ver tabla 6.1) deberá ser responsabilidad del diseñador. Por definición la protección única implica que una barrera física contra la corrosión se provee para el tendón con anterioridad a la instalación. La protección doble implica el abastecimiento de dos barreras donde el propósito de la exterior, segunda barrera, está en proteger la barrera interior contra la posibilidad de daño durante la colocación y la manipulación del tendón.

CATEGORÍA DE ANCLAJE	CLASE DE PROTECCIÓN
TEMPORALES	TEMPORAL SIN PROTECCIÓN TEMPORAL CON PROTECCIÓN SIMPLE TEMPORAL CON DOBLE PROTECCIÓN
PERMANENTES	PERMANENTE CON PROTECCIÓN SIMPLE PERMANENTE CON DOBLE PROTECCIÓN

Tabla 6.1 propuestas de clases de protección para anclaje en suelos

6.3.1 Principios de protección.

Los sistemas protectores deberán colocarse para excluir una atmósfera gaseosa alrededor del metal protegiéndolo totalmente y juntándolo dentro de una funda o cobertura impenetrable.

La inyección de lechada in situ para afianzar el tendón al suelo no constituye una parte de un sistema protector porque la calidad y la integridad de la lechada no puede asegurarse. Además, materiales de fluido que llegan a ser quebradizos al endurecer y presentan una ruptura en su estructura por las diferentes mezclas, la iniciación de la ruptura depende de la ductilidad y fortaleza tensora.

Los materiales no - endurecedores de fluido tales como grasas también tienen limitaciones como medios de protección contra la corrosión. Las razones incluyen:

- (I) al intemperie los fluidos son susceptibles a secarse, esto es acompañado comúnmente por la merma y el cambio en propiedades químicas
- (II) los fluidos son confiables a la filtración si el daño tenue es mantenido por sus fundas de contención.
- (III) los fluidos no presentan virtualmente ninguna fuerza cortante fácilmente son desplazados y quitados del metal al cual protegen.
- (IV) parejo en condiciones ideales su estabilidad química a largo plazo, por ejemplo la susceptibilidad a la oxidación, no es conocida con certeza.

Estos aspectos requieren que los materiales no - endurecedores sean por si mismos protegidos o contenidos por una muestra de humedad, la forma robusta de envainar, que por si mismo debe ser resistente a la corrosión.

No obstante, fluidos no - endurecedores tal como grasas cumple su papel en el sistema de protección de corrosión, en aquellos actos como un relleno para excluir la atmósfera forman la superficie de un tendón de acero, crea el correcto medio ambiente electroquímico y reduce la fricción en la longitud libre del ancla. Mientras que una capa de grasa no es considerada aceptable como una barrera protectora en la cabeza de ancla, donde la grasa puede reemplazarse o rellenarse.

Al hacer uso de una sección metálica para el tendón, con la área sacrificante en lugar de barreras físicas, ninguna da protección efectiva, como la corrosión es rara vez uniforme y en la mayoría de las veces se extiende rápidamente y preferentemente en irregularidades localizadas en la superficie o en fisuras. Los metales no - corroides pueden usarse para componentes de anclaje, sujeto a averiguaciones de su comportamiento electroquímico de otros similares componentes, y características de corrosión de tensión en ambientes apropiados.

6.3.2 Sistemas protectores.

Hay una gran variedad de coberturas o revestimientos protectores. Los principios de protección son los mismos para todas las partes del anclaje, pero diferentes detalles en el tratamiento son necesarios para la longitud activa del tendón, longitud libre del tendón y cabeza del ancla.

En la protección de la longitud libre se logra generalmente ser ambos inyección de fluidos solidificantes para adjuntar el tendón o por revestimiento pre - aplicados, o por combinación de ambos, dependiendo de circunstancias. El sistema protector deberá permitir razonablemente inhabilitar la extensión del tendón durante el tensado. Los tendones engrasados y envainados son una solución popular en tales circunstancias (ver figura 6.4 y 6.5).

La longitud activa requiere el mismo grado de protección como la longitud libre. Además los elementos protectores tienen todo para ser capaz de transmitir tensiones altas al terreno. Esto requiere que las características de fortaleza y deformabilidad tengan que ser verificadas estructuralmente.

Cuando se usan encapsulados en la longitud activa del tendón en la combinación con conductos plásticos, de propiedades elásticas compatibles con los componentes de anclaje tienen que ser examinados para minimizar el desnivelamiento o desacoplamiento de la resina alrededor del ancla fija.

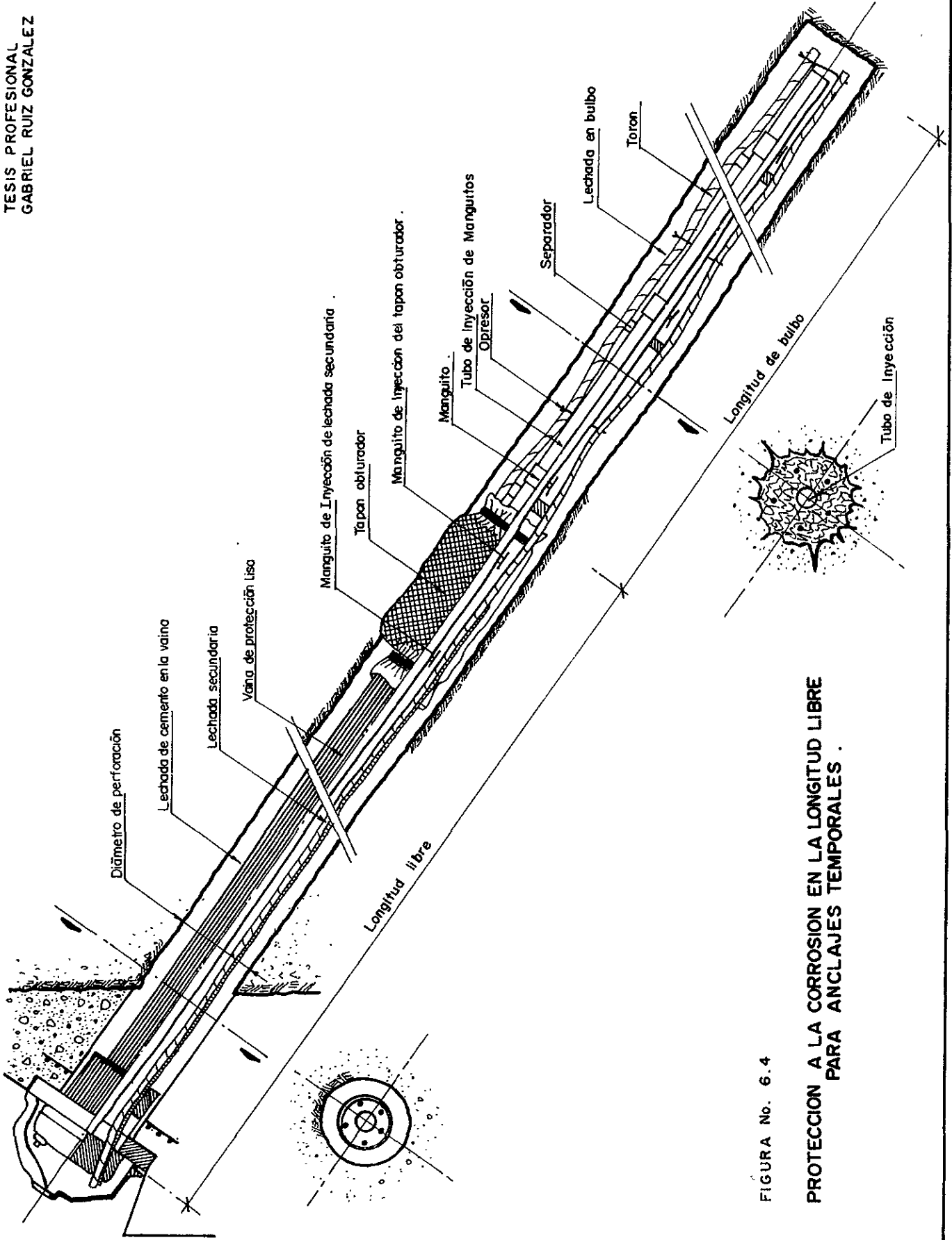
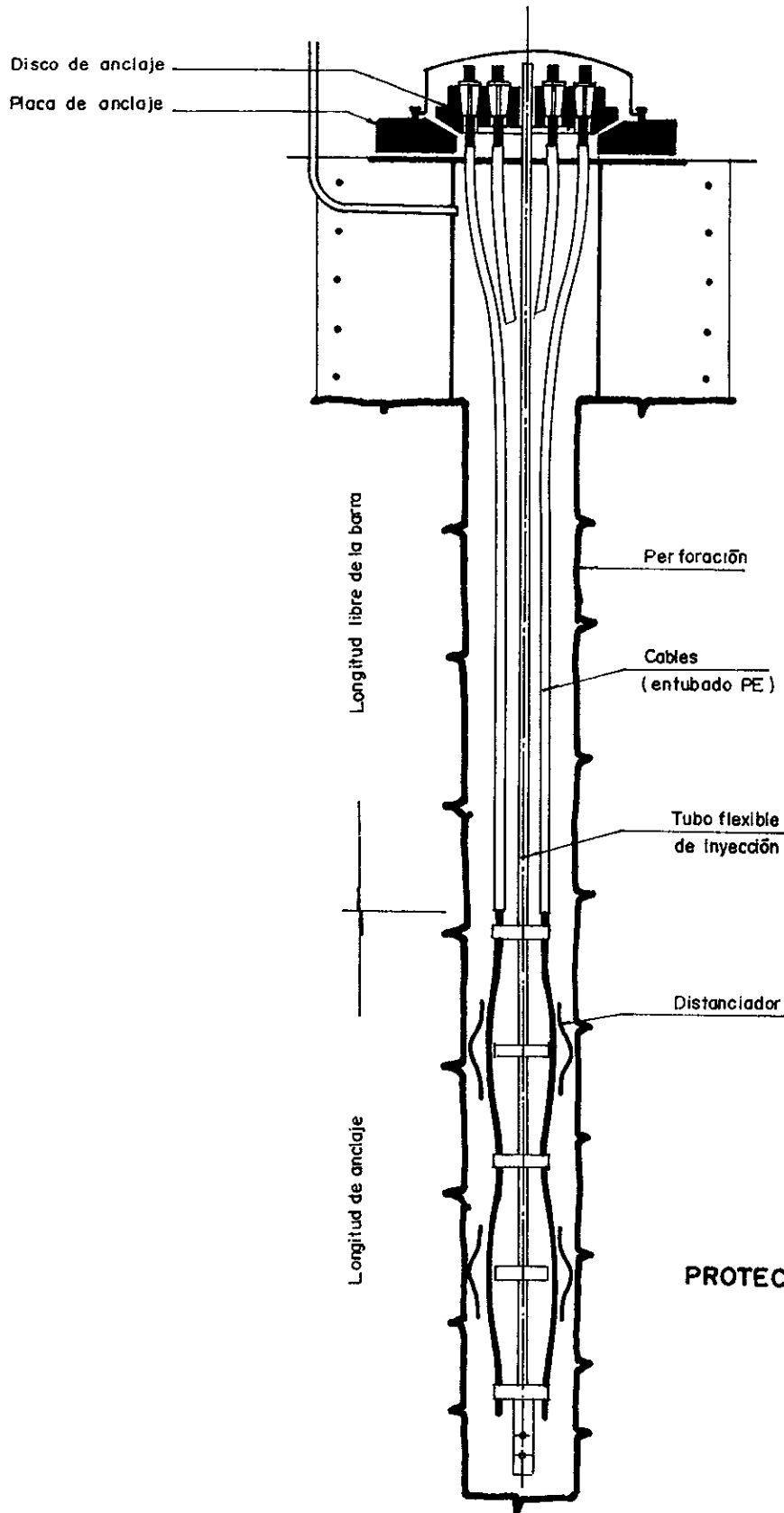


FIGURA No. 6.4

PROTECCION A LA CORROSION EN LA LONGITUD LIBRE
PARA ANCLAJES TEMPORALES .



**PROTECCION CONTRA LA CORROSION
ANCLAJE TEMPORAL**

FIGURA No 6.5

Para asegurar transferir la carga efectiva entre la lechada y el ducto, los ductos deben ser corrugados. La distancia de corrugación debería estar dentro de seis a doce veces el espesor del conducto y la amplitud de corrugación no menos de tres regulando el espesor del conducto. El espesor mínimo de pared es 0.8 mm, pero considerando el tipo de material, el método de instalación y el servicio requerido que puede exigir un espesor mayor. El material deberá ser impenetrable a fluidos. Los ejemplos típicos de arreglos dobles de protección para la longitud activa y los tendones de hebra se muestran en la figuras 6.6 a 6.9.

A diferencia de la longitud activa del ancla, la cabeza de anclaje no puede ser totalmente prefabricadas. A causa de la tensión en el tendón asociado con el presfuerzo, empuñaduras para la hebra y las cuñas para cerrar la tensión no pueden ser protegidos hasta que la tensión se haya logrado. El plato portador termina los otros componentes esenciales de acero expuesto a la cabeza del ancla deberán pintarse con betún u otro material protector, con anterioridad deben ser traídos al sitio. La superficie de acero debe ser limpiada de todo el hidróxido férrico que se forma cuando reacciona con la humedad y el oxígeno atmosférico (corrosión), con anterioridad a instalar. Los revestimientos deberán de ser compatibles con los materiales seleccionados.

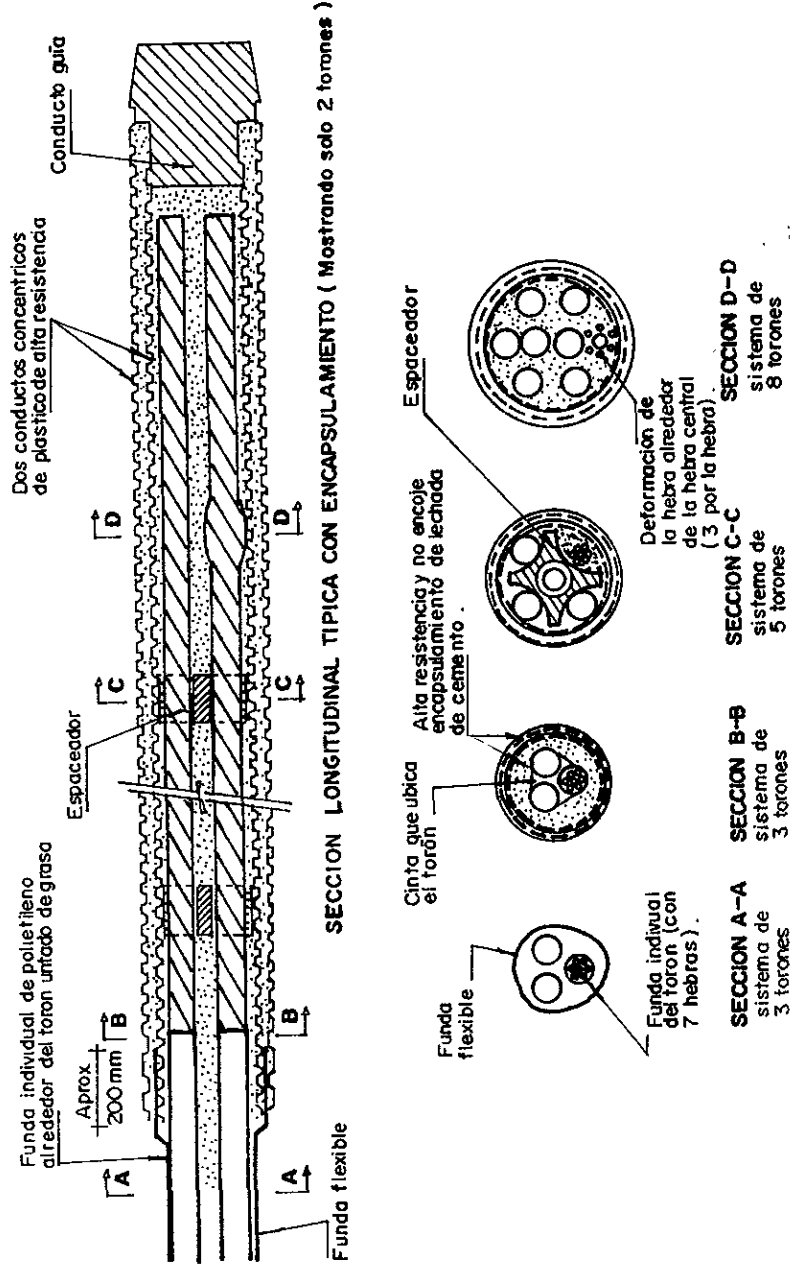
El ejemplo típico de arreglos dobles de protección para la cabeza de anclaje se ilustran en la figura 6.10 y 6.11.

6.4 Especificaciones para la instalación de anclas

Durante la construcción del anclaje de suelo el método de perforar, con o sin limpieza con flujo de agua, la instalación del tendón, el sistema de inyección de lechada y el período de tiempo de estas operaciones puede influir en la capacidad del anclaje. La construcción de anclaje deberá efectuarse en una manera por medio del cual la validez de las suposiciones de diseño se mantengan y una declaración del método detallado de todas las operaciones, incluyendo la información de la planta de perforación e inyección de lechada, puede estar dispuestas con anterioridad al trabajo de anclaje en el sitio. El trabajo de anclaje es especializado y debe de estar supervisado por personal con experiencia.

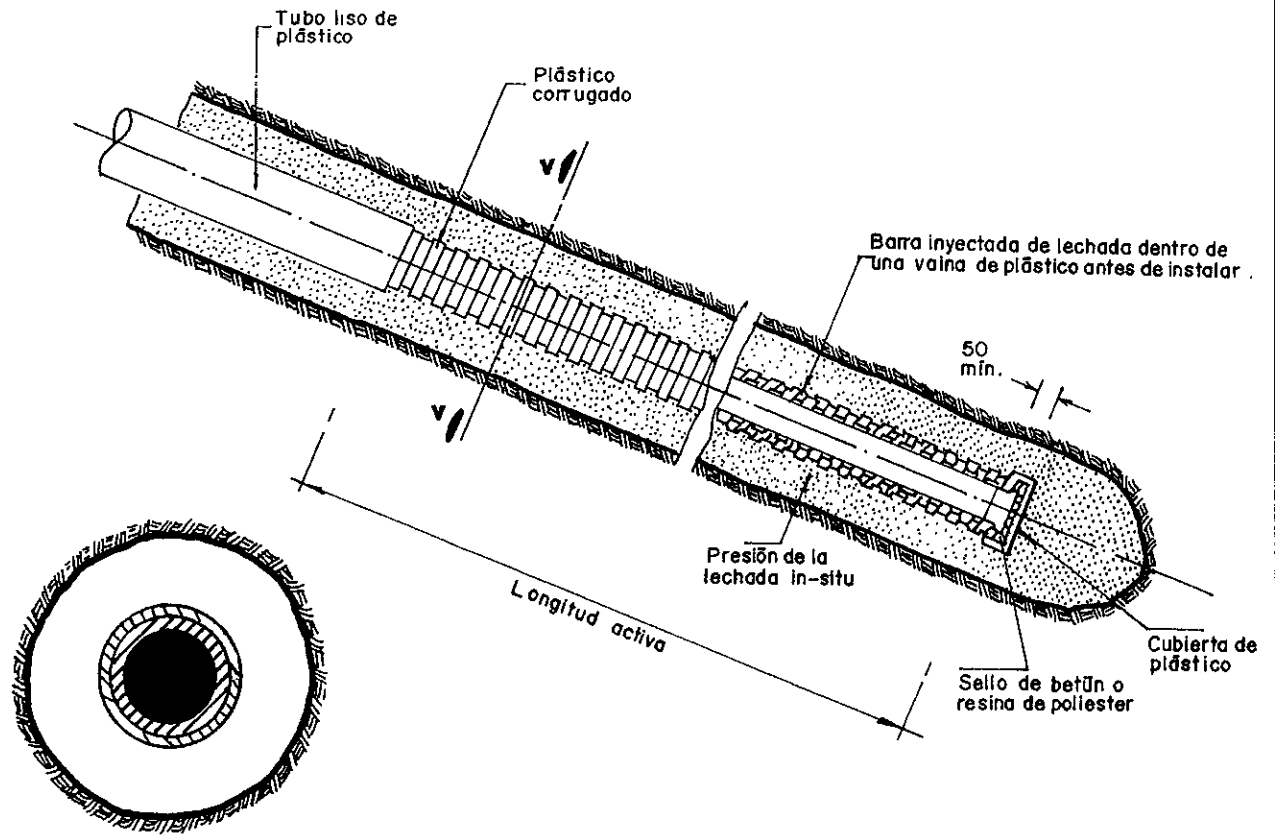
6.4.1 Perforación

Cualquier procedimiento perforador puede ser empleado mientras que garantice un barrenos que este dentro de las tolerancias permitidas y libre de obstrucciones a fin de acomodar fácilmente el tendón. La perforación necesariamente perturba el terreno y el método deberá elegirse de acuerdo a las condiciones del terreno para ocasionar el mínimo de perturbación o la perturbación más benéfica para la capacidad de anclaje.



SECCION LONGITUDINAL TIPICA CON ENCAPSULAMIENTO (Mostrando solo 2 torones)

TIPICA DOBLE PROTECCION DE LA LONGITUD ACTIVA DEL TENDON DEL TORON USANDO UNA DOBLE FUNDA CORRUGADA Y LECHADA DE CEMENTO.



VISTA AMPLIADA V-V

TIPICA PROTECCION DOBLE DE LA LONGITUD ACTIVA
DEL TENDON DE BARRA REFORZADA O LISA QUE
USA UNA FUNDA CORRUGADA DOBLE .

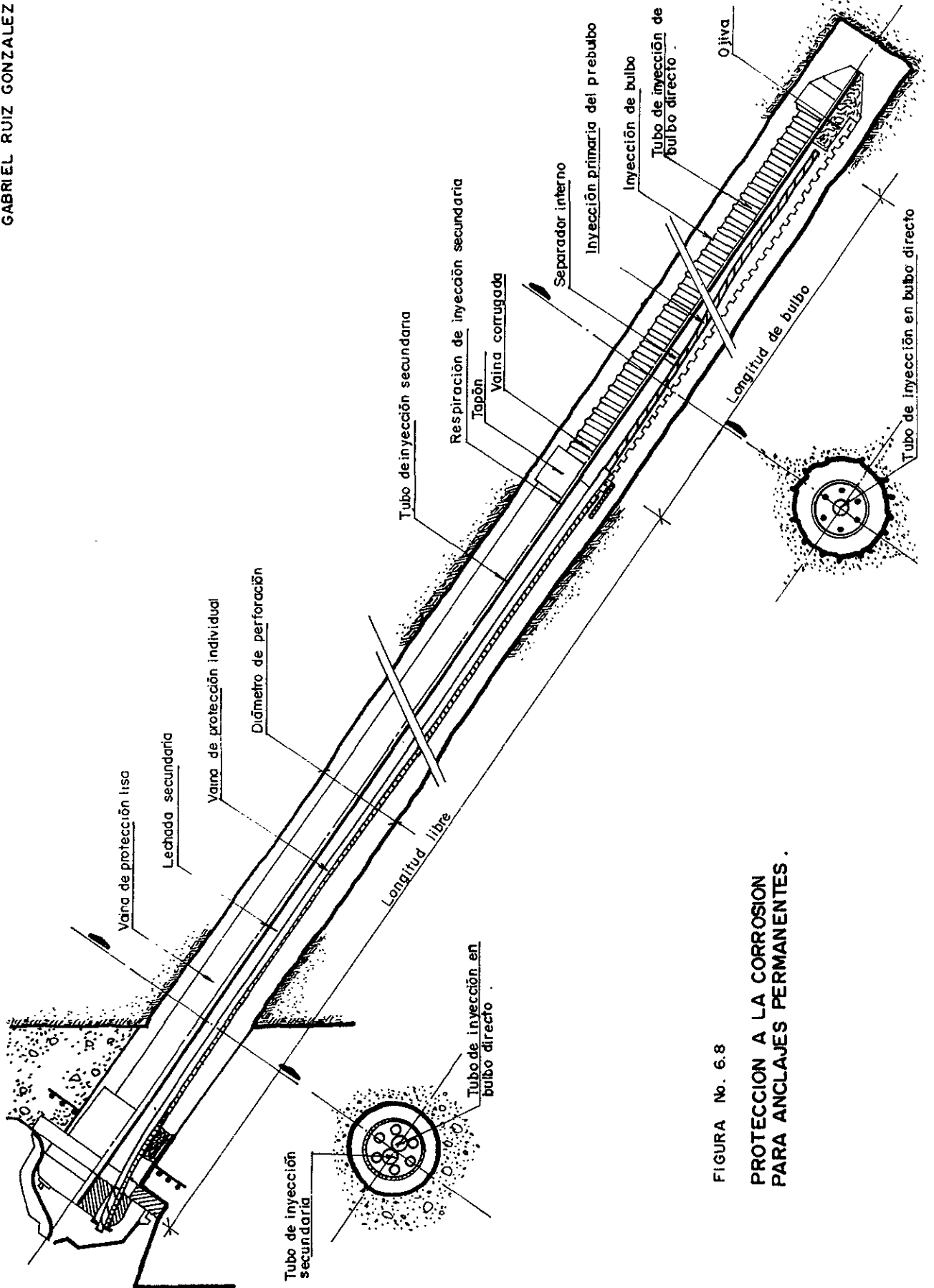


FIGURA No. 6.8
PROTECCION A LA CORROSION
PARA ANCLAJES PERMANENTES.

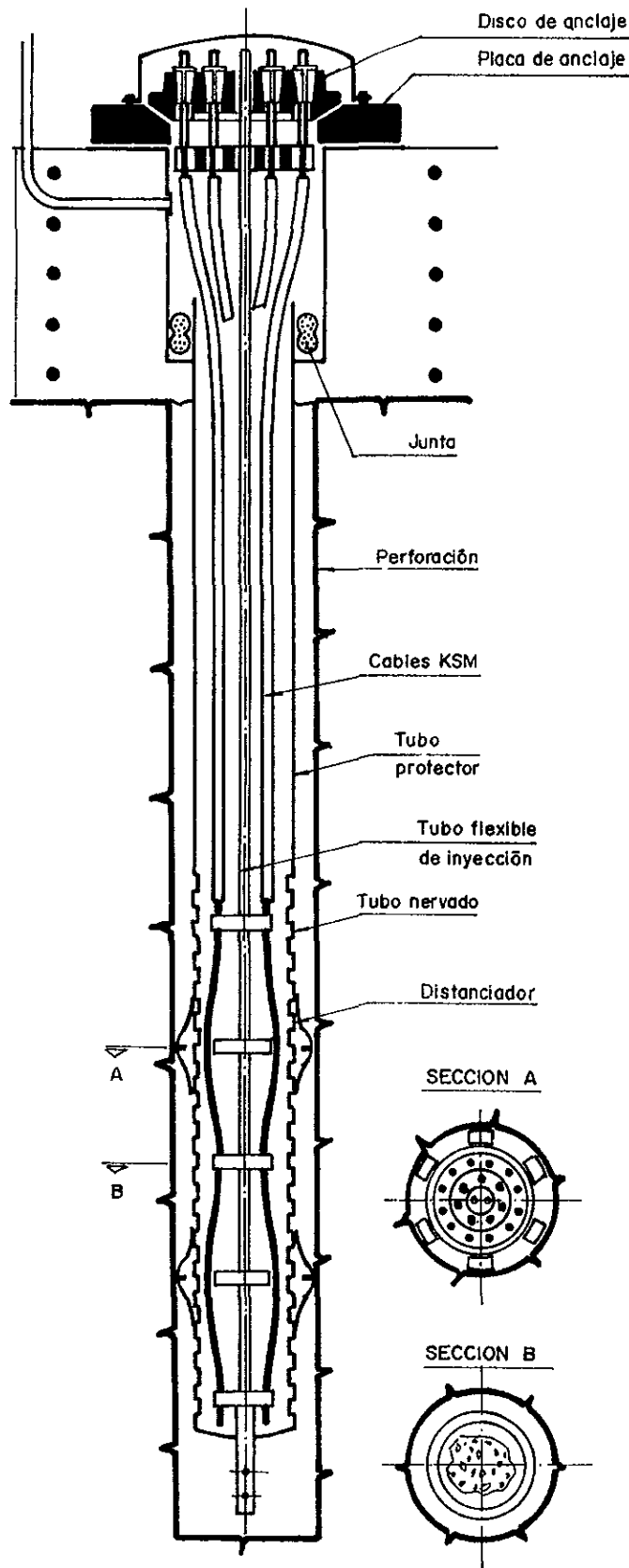
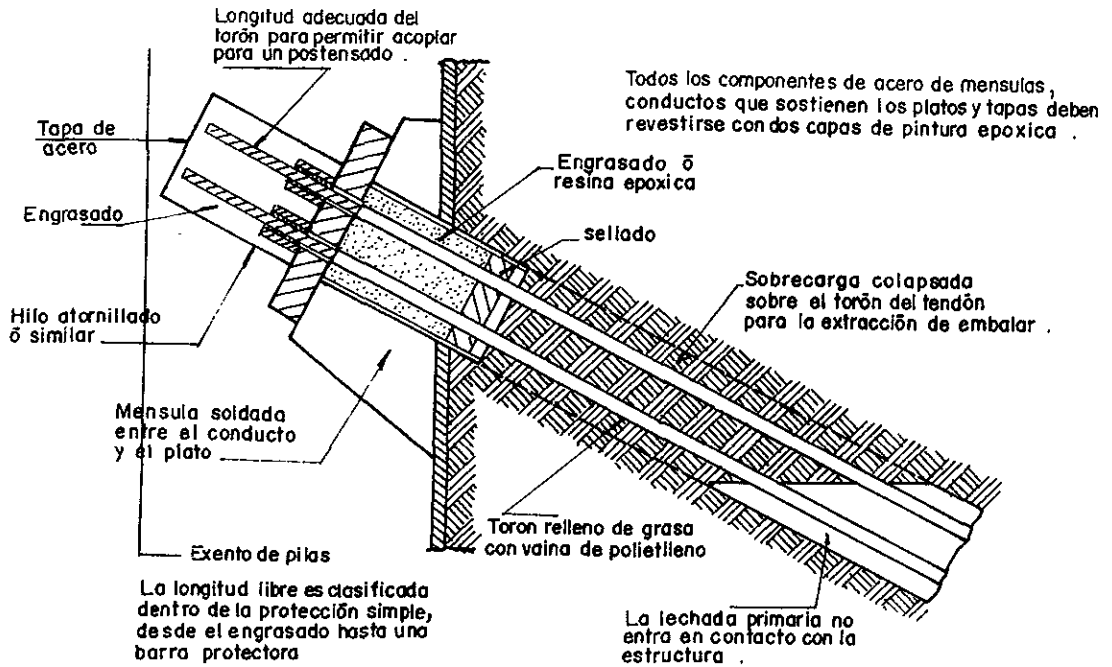
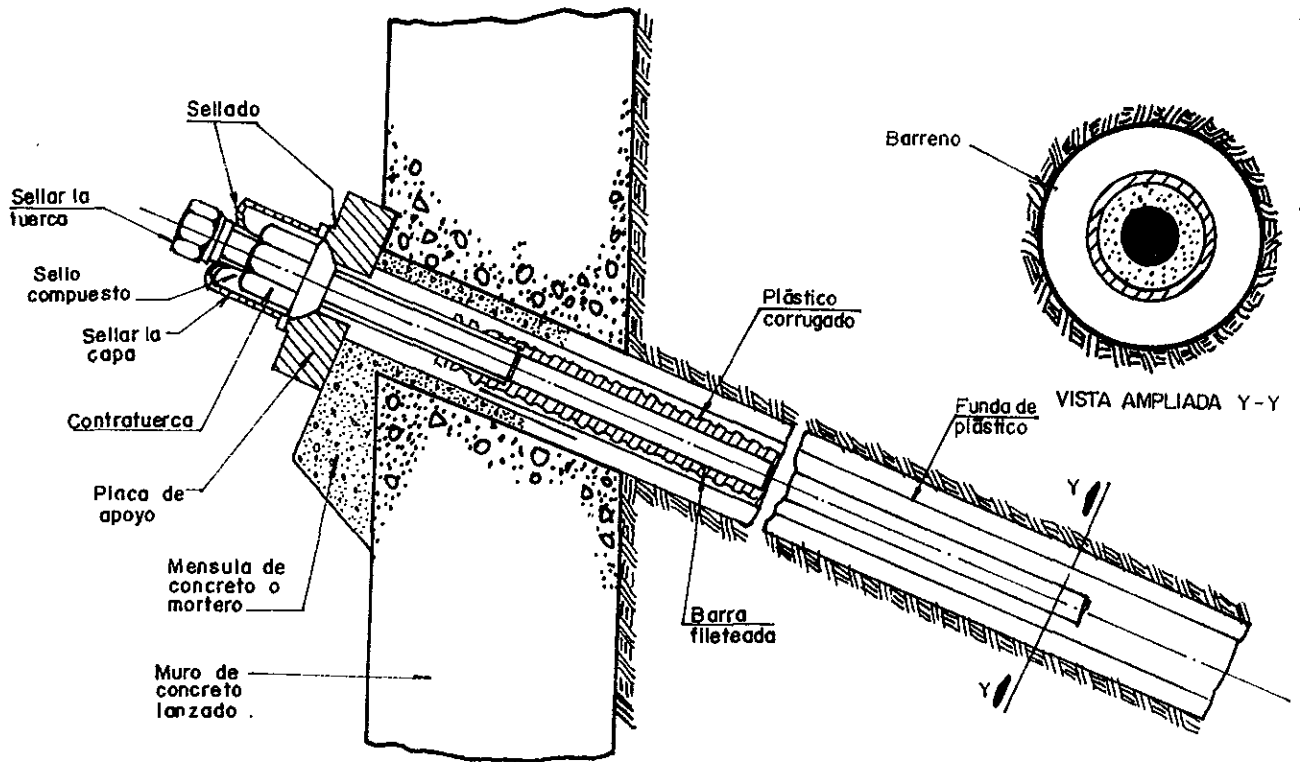


FIGURA No. 6.9

SISTEMA DE PROTECCION CONTRA LA CORROSION DE ANCLAJES PERMANENTES .



**TIPICA CABEZA DE ANCLA RETENSIONABLE
DETALLE PARA LA PROTECCION DOBLE DEL
TORON DEL TENDON .**



TIPICA CABEZA DE ANCLA DESTENSIONABLE
PARA LA PROTECCION DOBLE DE LA BARRA
DEL TENDON .

Debe tomarse el mayor cuidado para que con ningún medio utilizar presiones altas de limpieza del barreno, a fin de minimizar el riesgo de hidrofractura del suelo circundante, particularmente en áreas donde se tengan construcciones arriba del barreno. En esta conexión un regreso abierto dentro de los barrenos es deseable para limitar presiones y también desde el tipo de taladrador, cortador o limpieza del barreno permite que el taladrador controle cambios importantes en el suelo.

A no ser de otra manera especificada, el punto de entrada al barreno puede ser ubicado dentro de una tolerancia de ± 75 mm. El barreno perforado deberá tener un diámetro no menor al especificado. Para una alineación especificada al punto de entrada, el barreno deberá perforarse a una tolerancia angular de 25° , a menos que en anclajes estrechamente espaciados, la tolerancia puede conducir a la interferencia en la zona del ancla fija. Los anclajes de suelo deben tener una inclinación mínima de aproximadamente 10° respecto a la horizontal para facilitar la inyección de lechada.

Suponer una alineación inicial aceptable, anticipando las desviaciones totales del barreno perforado de 1 en 30 perforaciones. De vez en cuando, las condiciones del terreno pueden dictar una relajación en esta tolerancia y en barrenos sobre taludes inclinados, es posible que las desviaciones verticales serán más altas que las desviaciones laterales.

Después de cada barreno perforado se desazolva en toda su longitud para quitar cualquier material flojo, el barreno deberá sondearse para comprobar si han ocurrido derrumbes de material que impidan que el tendón se instale completamente. En las condiciones de suelos inestables donde el barreno ha sido ademado durante la perforación, el barreno deberá todavía sondearse para verificar si el suelo ha fluido arriba y adentro del ademe, por ejemplo en bancos de arena bajo el agua. Para barrenos descendentes en terrenos inclinados hasta 1 m de perforación total puede agregarse para prever el detrito que no puede quitarse.

La instalación del tendón e inyección del ancla deberá efectuarse el mismo día sobre la longitud activa del ancla, desde una demora entre la terminación de la perforación e inyección de la lechada puede tener consecuencias serias debido al deterioro del terreno, particularmente en arcillas normalmente consolidadas, arcillas fisuradas y margas.

Durante las operaciones de perforación todos los cambios en el tipo de suelo deberán registrarse junto con notas sobre los niveles de agua encontrados, velocidad de perforación o recuperación de lodos de perforación e interrupciones.

El diámetro depende del tipo de ancla

- Para las anclas de tensión depende del diámetro del expansor.
- Para las anclas de fricción depende de la barra de anclaje aumentando de 4 a 8 mm para el confinamiento con mortero o lechada.

Dentro de lo posible, es conveniente orientar los barrenos perpendicularmente al sistema principal de fracturas a fin de aumentar la fricción.

Al termino de la perforación se debe limpiar el barreno con aire comprimido o con agua para una buena adherencia de la mezcla cementante a la pared del barreno.

Cuando existe riesgo de caída de bloques durante las operaciones de anclaje es conveniente proyectar sobre la superficie excavada una capa delgada de 3 a 5 mm de concreto con aditivo acelerante de fraguado. Esta operación se realiza antes de la perforación de los barrenos.

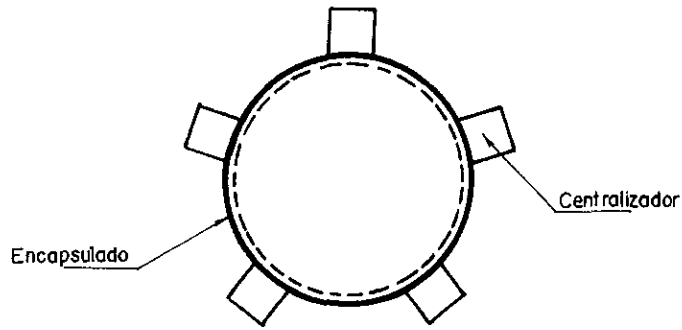
6.4.2 Introducción del tensor.

Idealmente, el tendón de acero en la condición expuesto debiera almacenarse dentro de una bodega en condiciones secas y limpias, pero si se deja el acero a la intemperie deberá amontonarse fuera del área de trabajo y ser completamente cubierto por una lona impermeable que sea soportable y segura para apoyar la pila de acero permitiendo la circulación de aire que evite la condensación.

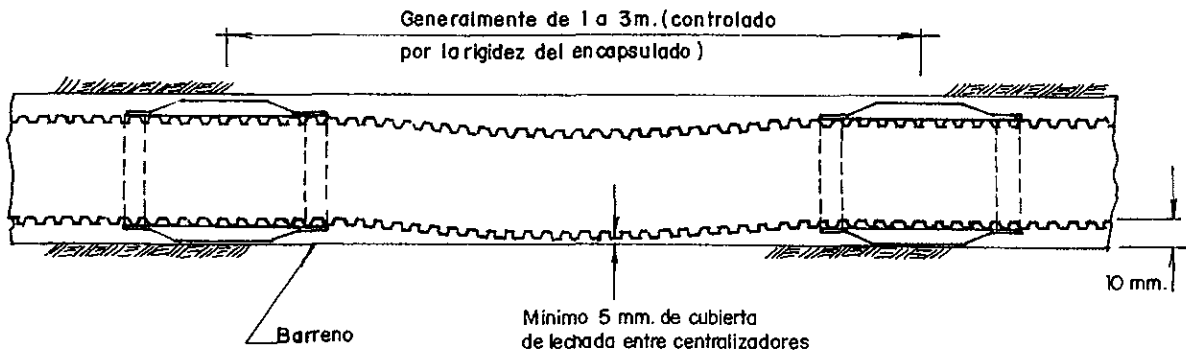
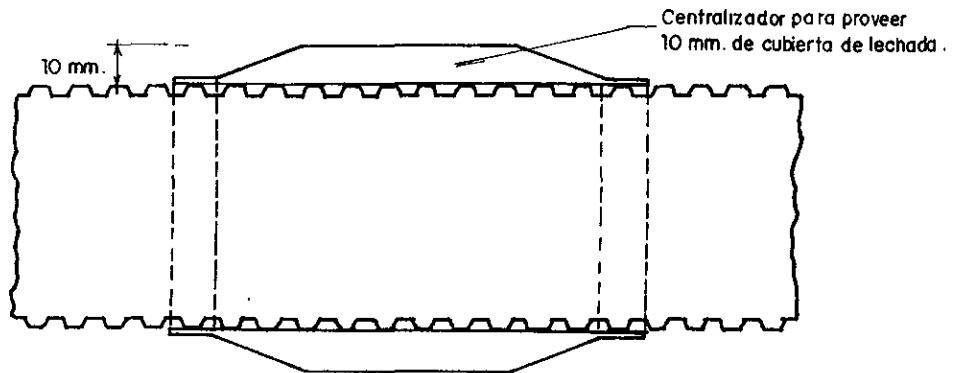
Los tendones rasos o revestidos no deberán arrastrarse a través de superficies raspantes o mediante la superficie del suelo, y deberá únicamente usarse soga, eslinga o correas para levantar y cubrir el tendón revestido y evitar daños, el tendón que es severamente arrollado o doblado debe rechazarse por que las características de carga - tensión pueden severamente afectarse.

Sobre la longitud activa, el tendón de barra, multi - unidad de tendones y empaquetados deberán centralizarse en el barreno para asegurar una lechada mínima cubriendo al tendón o al paquete (figura 6.12).

Un mínimo de tres espaciadores deberán proveerse en cada longitud activa del ancla, y ambos centradores y espaciadores centrados según la inclinación y la rigidez del tendón, a fin de proveer mínimo claro de espacio de funda (figura 6.12).



SECCION TRANSVERSAL



SECCION LONGITUDINAL

CENTRALIZADOR .

Al pie del tendón, el uso de un cono de nariz o manga en el tendón minimizara el riesgo de daño al barreno durante su instalación.

Inmediatamente con anterioridad a la instalación el tendón deberá cuidadosamente protegerse para el daño a componentes y a la corrosión, para tendones que pesan en la demasía de 200 Kg, aproximadamente, un equipo mecánico de manipulación deberá ser empleado, debido a que las operaciones manuales pueden ser difíciles y peligrosas. El uso de un embudo en el tubo de entrada a la cima de un enfundado se recomienda también que evite daño al barreno.

De vez en cuando, particularmente a la rescisión de un contrato, el tendón puede retirarse después de la operación de instalación, a fin de juzgar la eficiencia de los centralizadores y espaciadores también puede observarse el daño, distorsión o la presencia de mancha, por ejemplo en la arcilla, donde la mancha o distorsión se observa; los mejoramientos en relación a la fijación o diseño de centralizadores o el método de perforación de barrenos puede ser necesaria.

6.4.3 Inyección

La inyección de lechada desempeña uno o más de las siguientes funciones:

- (I) para formar la ancla fija para que la carga aplicada pueda transferirse desde el tendón al suelo circundante;
- (II) para aumentar la protección del tendón contra la corrosión;
- (III) para fortalecer inmediatamente el suelo adyacente a la ancla fija a fin de mejorar la capacidad de anclaje.

El requisito para la función (III) debe ser destacado por la investigación de terreno y/o como un resultado de la preinyección. Para verificar la pérdida de lechada sobre la longitud activa, que es insignificante durante la inyección para anclajes en suelos permeables, es normalmente adecuado para observar un control de valor de corriente de lechada acoplada con una presión posterior. La eficiencia de la inyección en el ancla fija puede ser finalmente verificada controlando la respuesta del suelo a futuras inyecciones cuando la presión posterior deberá rápidamente restaurarse.

Para la preparación de lechada de cemento, la selección de materiales secos debe ser masiva, y la mezcla deber efectuarse mecánicamente por lo menos dos minutos a fin de obtener una mezcla homogénea. De ahí en adelante la mezcla deberá guardarse en el movimiento continuo.

Las bombas deberán ser del tipo de posible desalojamiento, capaces de ejercer presiones de descarga de por lo menos 100 Kg/m^2 , y tornillo rotativo (la presión constante) o recíprocamente martinete y pistón (presión fluctuante) estas bombas son aceptables en la practica.

Antes de inyectar, la bomba debe ventilarse y el aire en la línea debe expulsarse, el circuito de succión de la bomba debe de ser hermético. Durante la inyección, el nivel de lechada en el tanque de abastecimiento no deberá mantenerse bajo la corona del tubo de salida, ya que de otra manera se inyectará aire.

Con respecto a controles de calidad, el énfasis debe ponerse sobre esas pruebas que permite que la lechada sea evaluada con anterioridad a la inyección. Deberán ensayarse probetas a 7 y a 28 días. Estos controles de calidad relacionados con la selección y mezcla de lechada no intentan fingir las propiedades de la lechada in situ. Por ejemplo, la perdida de agua desde la lechada, cuando inyecta por debajo de la presión en la arena de grano fino, crea una mayor resistencia in situ para resistencias similares de cubos de prueba.

Los registros relacionados con cada operación de inyección deben recopilarse, por ejemplo los relacionados a la edad, temperatura de aire, presión de inyección, la cantidad de lechada inyectada y detalles de muestreos y pruebas, es apropiado.

6.4.4 Cabeza de anclaje

La cabeza de anclaje y placa que sostiene debe armarse concéntricamente con el tendón con una exactitud de 10 mm y debe ubicarse no más de 5° desde el eje del tendón

Después del final de una prueba satisfactoria de inyección, el corte del tendón debe hacerse sin calor, por ejemplo por un disco cortador.

Las salientes de los tendones, si son tensados o no, deben protegerse al daño accidental. Esta protección no es común en la practica y si los componentes individuales del tendón se dañan mecánicamente, por ejemplo un ensortijado de hebras, entonces estos componentes deben considerarse redundante, cuando se evalúa una capacidad segura de anclaje, a menos que las pruebas demuestren suficiencia.

6.4.5 Tensión

El tensado requiere cumplir dos funciones, específicamente:

- (I) la tensión al tendón y para anclarlo a su carga segura; y
- (II) para comprobar y registrar el comportamiento de anclajes de control, someter oportunamente a prueba en sitio.

Una operación de tensado significa una actividad que involucra el ajuste del ensamble del gato sobre la cabeza del ancla, la carga o desembarque del anclaje incluyendo la carga cíclica que se especifico, seguido por la remoción completa de la junta del gato desde la cabeza del ancla.

El tensado y registro debe ser efectuado convenientemente por personal experimentado bajo el control de un supervisor capacitado, desde cualquier variación importante en el procedimiento puede invalidar comparación con anclajes de control.

En la actualidad la calibración del equipo no es efectuada regularmente y la discrepancias entre las lecturas de la celda de carga y gato no son infrecuentes sobre el sitio. Los gatos deben calibrarse por lo menos cada año, usando equipo adecuadamente diseñado de prueba con una exactitud absoluta no más de 0.5%. La calibración debe cubrir los modos de la carga incrementando y cargando sobre la gama de trabajo completa del gato, para que la fricción histéresis pueda conocerse cuando repitan los ciclos de carga que están siendo efectuados sobre el tendón. Las celdas de carga deben calibrarse después de cada 200 tensados o después de 60 días en el uso, cualquiera que sea lo más frecuente, a menos que los indicadores complementarios de la presión usada simultáneamente no indique ninguna variación importante, en el caso de que el intervalo entre calibraciones puede extenderse hasta máximo un año. La presión debe ser también calibrada regularmente, por ejemplo después de cada 100 tensados o después de cada 30 días, cualquiera que sea lo más frecuente.

Sobre cada contrato el método de tensado para ser usado y la sucesión de tensado debe especificarse en la etapa planificadora. En general, ningún tendón debe tensarse a cualquier tiempo más allá de el 80% de la resistencia característica. Además, para el cemento inyectado en las anclas fijas, el tensado no debe comenzar hasta que la lechada halla alcanzado su resistencia de proyecto, sin embargo en el suelo sensible, por ejemplo la arcilla o la marga, que puede ser debilitada por la perturbación o ablandamiento de agua durante la construcción de anclaje, puede ser necesario estipular un mínimo de días de tensado.

Los detalles de todas las fuerzas, las desargas, al acuñar y las otras perdidas observadas durante el tensado y las veces en que los datos se controlaron deben registrarse para cada anclaje.

Finalmente vale anotar que cuando una operación de tensado se comienza debe indicarse las medidas de carga, el tensado debe concluirse con una detención - elevación medida de carga.

Durante el tensado son esenciales precauciones de seguridad y los operadores y los observadores deben permanecer a un lado del equipo de tensado y nunca pasar por detrás cuando está bajo la carga. Deben mostrarse avisos de 'Peligro - Tensado en curso' o alguna redacción similar.

6.4.6 Reinyección

Una vez instaladas y tensadas las anclas debe inyectarse la parte no activa, a través de preparaciones dejadas expresamente para ello.

6.5 Anclaje con Resina.

Las resinas epoxicas y de poliéster⁽¹⁾ se usan más usualmente en el tendón encapsulado para la protección de la longitud activa. Para anclajes, esencialmente en fuerzas de tensión y compresión en la demasía de 750 Kg/cm² y 150 Kg/cm², respectivamente, se recomienda tradicionalmente para el traslado eficiente de carga, pero merma su pega - gelatinación, el modulo elástico y el porcentaje de extensión a la falla son también importantes en la relación a la ruptura y la eliminación en sistemas de protección. La merma de pega - gelatinación debe perfectamente ser nula y no más de 5% de otra manera un despostillamiento puede ocurrir, que a la vez crea una corrosión potencial mediante la formación de trayectorias de filtración.

Para equiparar la ductilidad del tendón de acero aparece ese porcentaje de extensión de la resina a la falla que puede estar en la gama de 1 - 1.5%. La reacción que da la sustancia/resinosa es isotérmica puede ser beneficiosa ambos técnicamente y económicamente para usarse en fallas inertes.

Las resinas de tipo poliéster proporcionan anclajes a muy alta resistencia. La poliésterización se obtiene por la mezcla dentro del barreno de los componentes introducidos bajo la forma de cartuchos plásticos.

⁽¹⁾ Poliéster: Resina termoestable que se obtiene mediante condensación de poliácidos con polialcoholes o glicoles.

Las cargas de resina se presentan en general en la forma siguiente:

- Una envoltura exterior que contiene la masilla, el acelerador y estabilizador.
- Una envoltura interior que contiene el estabilizador impregnado en arena.

Cuando se tienen pendientes muy fuertes, orientadas hacia arriba, en algunas ocasiones se utiliza una protección exterior (malla de plástico) provista de un collarín para retener las cargas dentro del barreno.

Las resinas representan un problema de almacenamiento, ya que sus características pueden decrecer rápidamente, por lo que se recomienda utilizar cargas de resinas frescas o cuando menos tener cuidado de sacarlas del almacén en el momento de su colocación y regresar inmediatamente el sobrante.

Colocación de anclas con resina.- La colocación de anclas fijadas con resina es una operación delicada, el proceso es el siguiente:

- Una vez que se ha limpiado el barreno, se introduce una ancla del mismo diámetro hasta el fondo de este para garantizar su rectitud y verificar que no existan obstáculos
- Se introducen las cargas asegurándose de colocarlas hasta el fondo del barreno.
- Es necesario limpiar el ancla con un cepillo de fierro con el objeto de quitar el oxido y de esta forma obtener una buena adherencia de la resina.
- Posteriormente se introduce el ancla mediante un dispositivo especial.
- La introducción del ancla se realiza mediante un empuje y una rotación simultánea.
- El empuje se debe regular con el fin de poder hincar la barra al fondo del barreno en menos de un minuto, tiempo suficiente para una buena mezcla del producto.
- Es importante vigilar durante el tiempo de colocación, que la maquina perforadora se encuentre en el eje del barreno.

En el caso de presencia de agua, el proceso de colocación de un ancla fijado con resina se complica.

6.6 Anclaje con mortero.

Los morteros utilizados para el anclaje, en general se componen de cementos de alta resistencia y fraguado rápido.

Las proporciones utilizadas para la fabricación de estos morteros son las siguientes:

Dosificación en peso.	Cemento	1.0
	Arena	1.0
	Agua	0.3 - 0.35

Una arena muy fina debe ser utilizada para facilitar la penetración del mortero en las fisuras e intersticios del terreno.

El mortero de anclaje deberá tener una contracción lo más baja posible o en su defecto ser expansivo.

La técnica de colocación del mortero dentro del barreno o de anclaje define la proporción de agua.

En el caso de un mortero inyectado, la dosificación de agua óptimo corresponde al valor mínimo para un buen funcionamiento de la planta de inyección. En algunos casos el empleo de aditivos será necesario para dar plasticidad al mortero.

La técnica Perfo. El procedimiento que se sigue consiste en introducir en la barrenación un tubo cilíndrico seccionado longitudinalmente en dos partes (conchas) previstas de perforaciones laterales en número y dimensiones cuidadosamente estudiadas. Una varilla corrugada de diámetro apropiado se introduce en las conchas del tubo perforado previamente lleno de mortero. La barra del ancla sirve de pistón y empuja al mortero por los agujeros laterales, lo que asegura el llenado del espacio anular comprendido entre el ancla y la pared de la perforación.

La Técnica de Preinyectado de Mortero.

El proceso constructivo que se sigue es el siguiente:

- Primeramente se realiza la perforación y limpieza del barreno.
- Posteriormente se introduce hasta el fondo del barreno un tubo por medio del cual se inyecta el mortero mediante una bomba.

- Se coloca en la boca del barreno un anillo inflado de hule con el objeto de evitar la salida del mortero.
- Cuando el barreno es horizontal o la consistencia del mortero es tal que se cae, en barrenos inclinados no será necesario la utilización de este dispositivo.
- Una vez que ha sido inyectado el barreno se introduce el ancla mediante el empuje producido por la mano y algunas ocasiones con la ayuda martillo vibrado en el último metro. Con la introducción del ancla se logra inyectar un volumen de mortero igual al volumen del ancla, obteniéndose así un mejor anclaje.

6.7 Consideraciones que hay que evitar durante la construcción del sistema de anclaje.

6.7.1 Perforación de barrenos.

Durante la realización de esta actividad los errores más comunes que se presentan son los siguientes:

- Perforación mal orientada.
- Perforación de diámetro diferente al requerido.
- Perforación de diámetro irregular (ovalación en la entrada), o muy profundos.
- Mala limpieza del barreno.

6.7.2 Anclaje con barras.

Los errores durante la colocación de anclas de fricción se presentan durante el anclaje y son los siguientes:

- Cuando la mezcla cementante es una resina y la colocación del ancla se realiza rápido, se produce un mal mezclado de las sustancias contenidas en los cartuchos.
- Introducción parcial del ancla en el barreno.
- Utilización de resina muy vieja o de mortero mezclado con mucha anticipación a la colocación.

- Colocación de número insuficiente de cartuchos de resina.
- Empleo de mezclas cementantes de la mala calidad.

6.7.3 Colocación de Placas de Apoyo.

Es frecuente en la practica que las placas de apoyo sean mal colocadas o sin contacto suficiente contra las paredes de la formación, provocando un mal funcionamiento del ancla.

6.7.4 Control de las anclas.

Con objeto de asegurar la calidad y buen funcionamiento de las anclas, se realizarán diversos tipos de control:

- Un control de calidad de los materiales que constituyen los elementos de un anclaje. Es necesario realizar pruebas para analizar las propiedades mecánicas de las mezclas cementantes como los morteros y lechadas utilizados.
- Un control estadístico de longitudes no fijadas de anclaje, para esto las placas de apoyo serán retenidas una por una la longitud libre por medio de un alambre y las placas colocadas nuevamente en su lugar.
- Pruebas de extracción " in situ " sobre la fijación de la anclas.
- Ensayes de extracción sobre anclas pretensadas.

CAPITULO 7

Procedimiento constructivo

7. Procedimiento Constructivo.

A continuación se indica las recomendaciones para el procedimiento constructivo durante la excavación necesaria para alojar los sótanos, la colocación de las anclas y para la construcción de la cimentación.

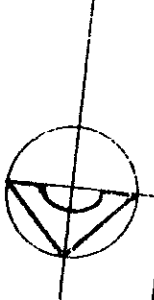
Con objeto de darle rapidez y seguridad a la excavación y aprovechar toda el área de excavación, esta será dejando taludes verticales, que serán retenidos y confinados mediante losas de concreto lanzado fijadas a la pared de la excavación a través de anclas, únicamente en zonas críticas, por lo que se construirán tres líneas de anclaje: la primer línea en la parte superior, únicamente se construirá en la colindancia poniente donde se tienen estructuras de 2 niveles. La segunda y tercer línea de anclaje se construirá en todas las colindancias, entre 8 y 14 m de profundidad, excepto en la colindancia norte donde se construirá una línea de anclaje bajo el nivel de desplante del edificio en construcción. La ubicación, longitud y capacidad de las anclas que sujetarán a las losas de concreto lanzado se presentan en las figuras 5.8 a 5.15.

7.1 Procedimiento de excavación de los sótanos.

Para efectuar la excavación que alojara a los sótanos de estacionamiento del Corporativo Montes Urales III, deberán seguirse las siguientes indicaciones:

- A) Previamente al inicio de la excavación se protegerán las cimentaciones existentes mediante la colocación de una malla de alambre electrosoldado 6x6,10/10 anclada con clavos en la mampostería de cimentación de la estructura colindante en el lado poniente y sobre ella se aplicará un repellado de mortero de cemento de 3 cm de espesor (ver figura 7.1 y 7.2).
- B) En la colindancia sur donde se tiene una barda de tres metros esta se demolerá y se repondrá una vez que la estructura alcance el nivel de la colindancia, colocando en su lugar un tapial.
- C) Inicialmente se hará la excavación a 2.5 m de profundidad, dejando taludes verticales, excepto en la colindancia poniente donde se tienen estructuras de uno y dos niveles, en donde se dejará una banquetta de 0.5 m de ancho y un talud 1 : 1 (horizontal : vertical), como se indica en la figura 7.3.

MONTES URALES III
TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZALEZ



MONTES URALES

79.69 m.

99.13

EDIFICIO EN CONSTRUCCION
Y 2 YA CONSTRUJIDOS

DEMOLER BARRA Y
COLOCAR TAPIAL

Barras

Estacionamiento

39.887

PROTECCION EN LA MAMPOSTERIA
COMO SE INDICA EN LA FIG. 7.2

21.32

CASA DE 2 NIVELES

13.2

JARDIN

CASA
2 NIV.

8.20 m.

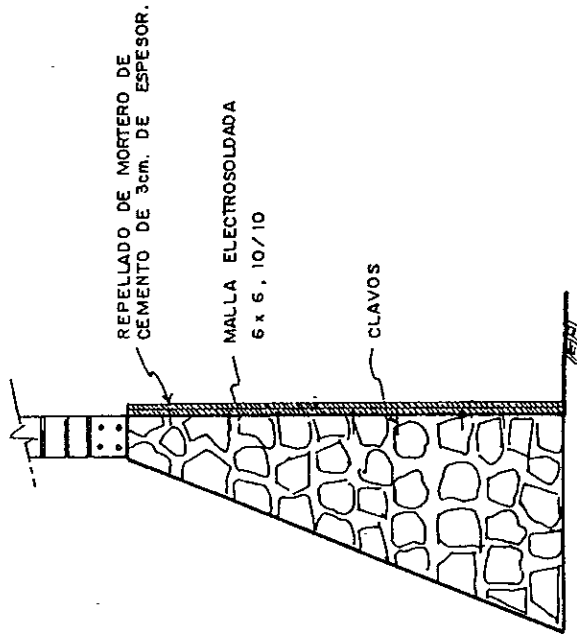
22.58

JARDIN Y ESTACIONAMIENTO

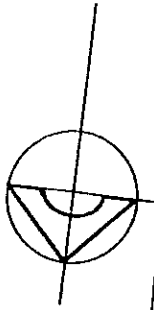
ESC 1 : 400

PROTECCION EN COLINDANCIAS

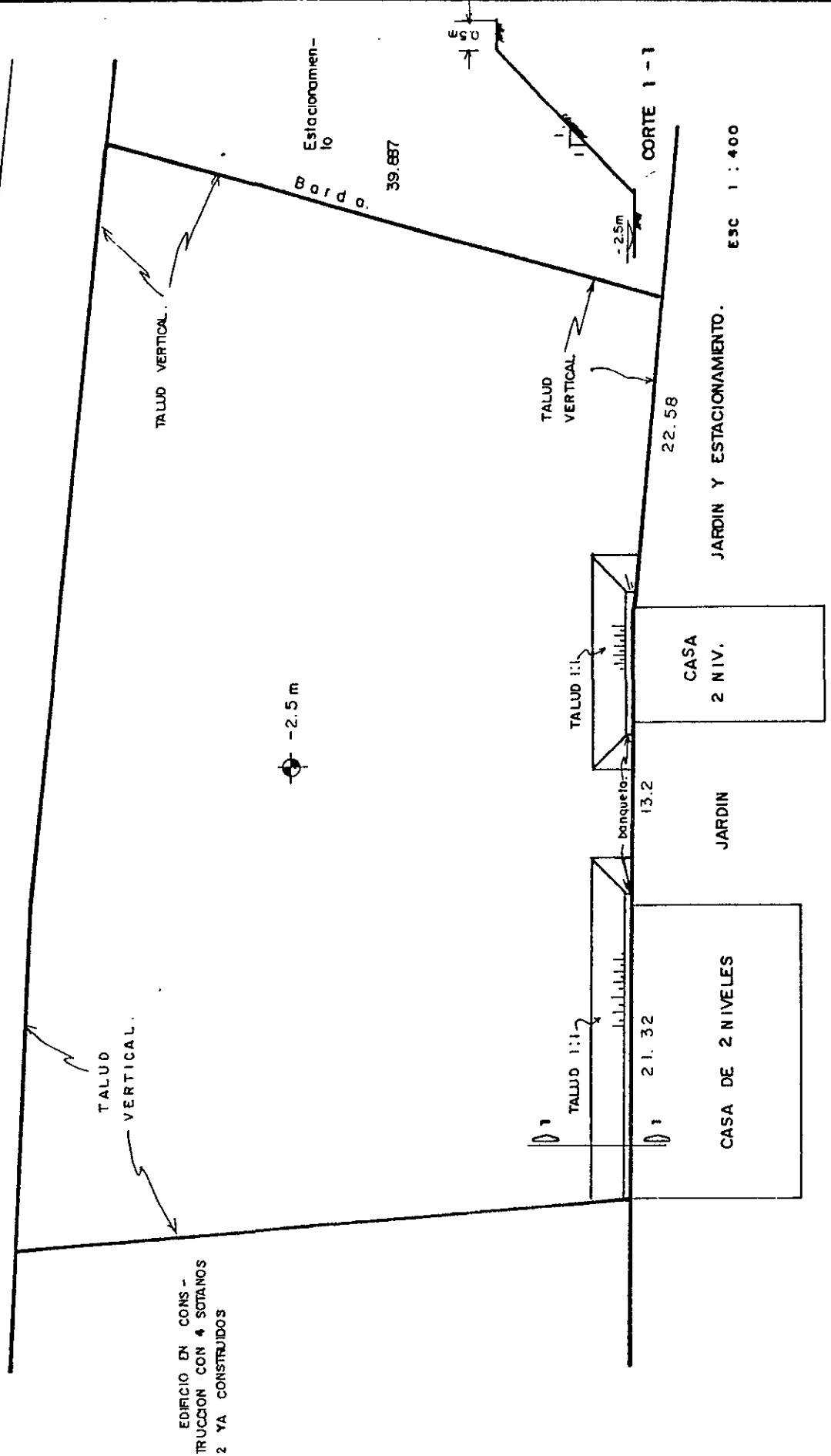
FIGURA N. 7.1



PROTECCION DE LA COLINDANCIA PONIENTE DONDE SE OBSERVA
LA MAMPOSTERIA DE LA CIMENTACION.

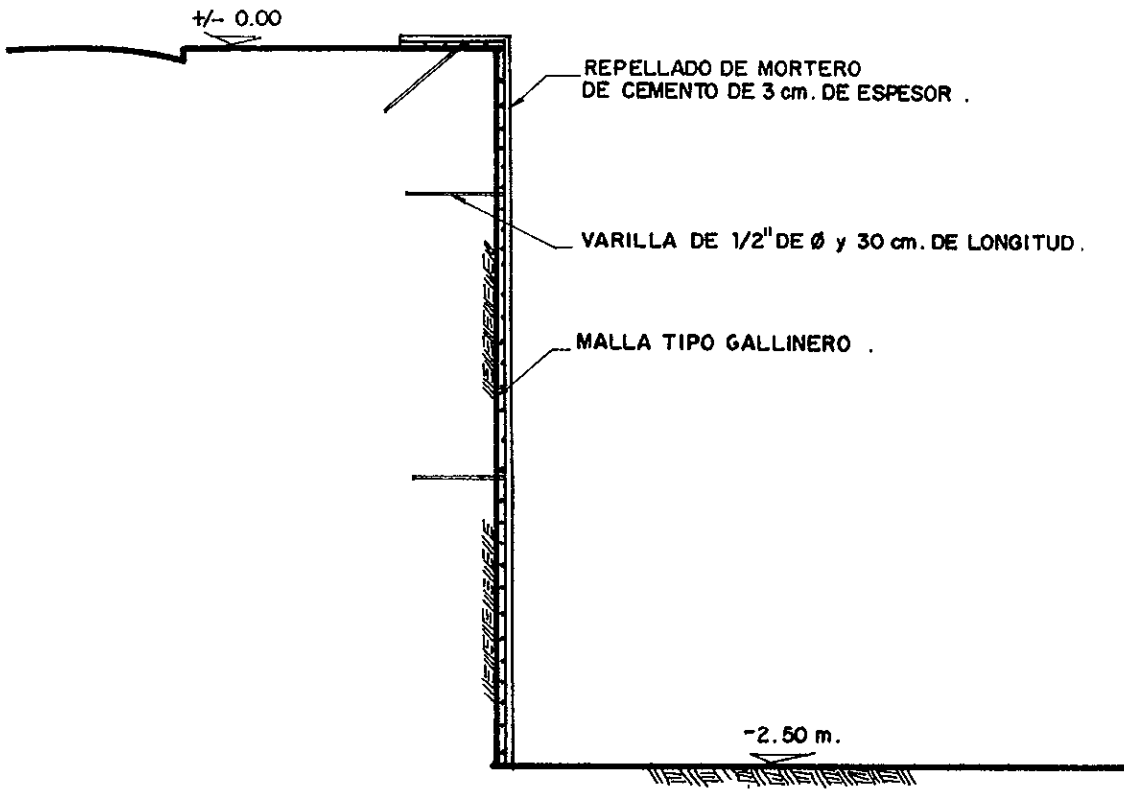


MONTES URALES



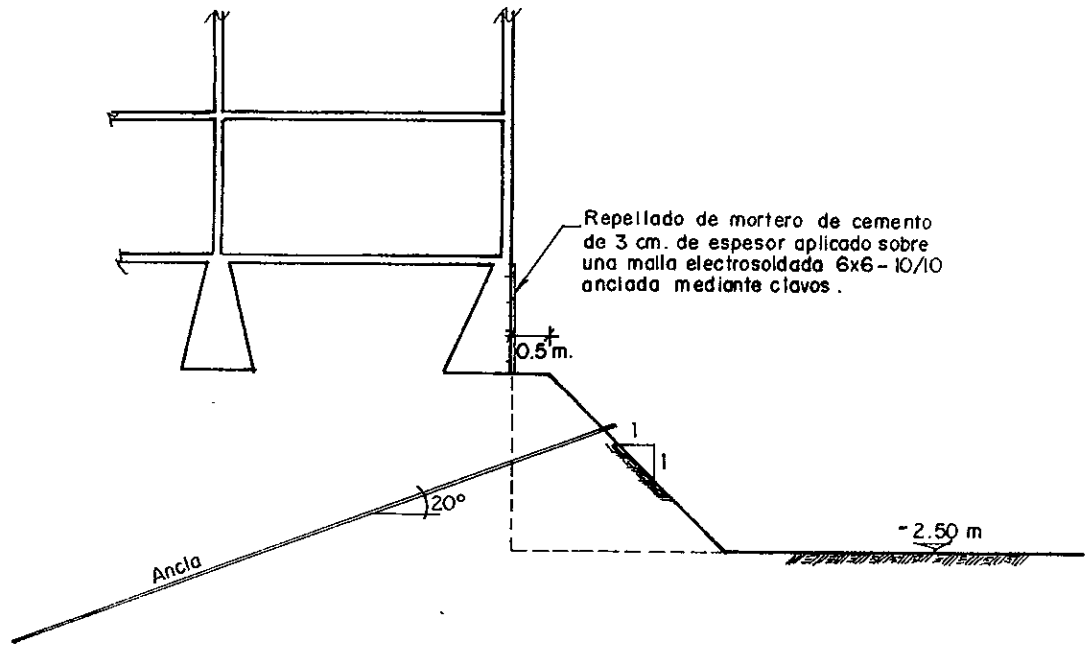
1a. ETAPA DE EXCAVACION.

- D) Se procederá a proteger los taludes verticales perimetrales descubiertos mediante la colocación de un repellado de mortero de cemento de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada al talud mediante varillas de $\frac{1}{2}$ " de diámetro y 30 cm de longitud aguzadas, hincadas en una retícula de 0.60 m de lado (ver figura 7.4).
- E) Para evitar el empuje debido a presiones hidrostáticas que pudieran generarse por la lluvia o por fugas en las tuberías de drenaje y alcantarillado, deberá implementarse un sistema de drenes constituidos por tubos de PVC de 2" de diámetro y 30 cm de longitud ranurados con media caña, instalados en todos los taludes en una retícula de 4 x 4 m., y en tresbolillo.
- F) En la colindancia poniente donde se tiene estructuras de uno y dos niveles se procederá a recortar la berma con las siguiente secuencia:
- i) Primeramente se construirá una línea de anclas de fricción de 16.7 m de longitud con separación de 2.5 m, y una inclinación de 20° con respecto a la horizontal; las anclas tendrán una capacidad de 21 ton., y estarán constituidas por un tensor formado por dos torones de 0.5" de diámetro, se construirán con la secuencia indicada en el inciso 7.2 y tendrán la distribución que se muestra en la figura 5.11 y 5.12. (la separación de estas anclas es debido al sitio donde se instalaran que es por de bajo de una cimentación flexible).
 - ii) La perforación del barreno, la instalación e inyección del ancla se podrá efectuar sobre la berma dejada como se indica en la figura 7.5. La ubicación de las anclas deberá ser topográficamente.
 - iii) Se retirara la berma lateral en etapas, atacando en tramos alternados de 6.0 m de ancho; los tramos primeramente atacados son los indicados con el número ①, en la figura 7.6.
 - iv) Una vez retirada la berma se procederá a perfilar cuidadosamente una caja de 6 cm de profundidad con dimensiones de 1.2 x 1.2 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas mostradas en la figura 5.12; para mantener las condiciones de humedad de los materiales inmediatamente después del afine y perfilado del talud se cubrirán los materiales con un riego de lechada de cemento.



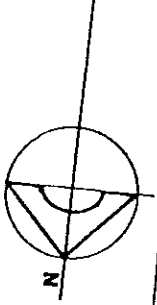
ESC 1:25

**PROTECCION INICIAL EN LAS COLINDANCIAS
CON VIA PUBLICA Y COLINDANCIA SUR .**



ESC. 1:100

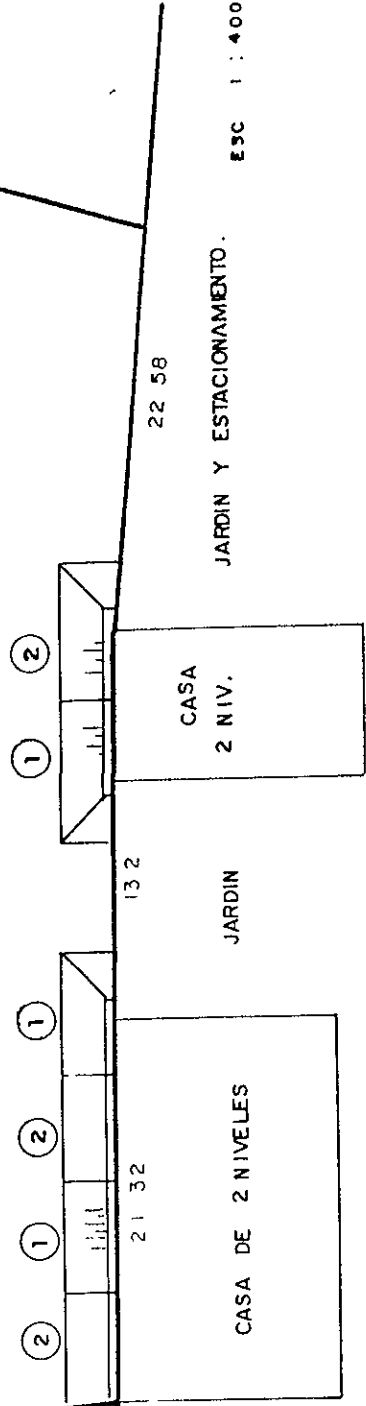
**PERFORACION , INSTALACION E INYECCION
DEL ANCLA DESDE LA BERMA DEJADA .**



MONTES URALES

E
x
c
o
v
o
c
i
o
n

Estaciona-
miento.
Bordo.
39.887

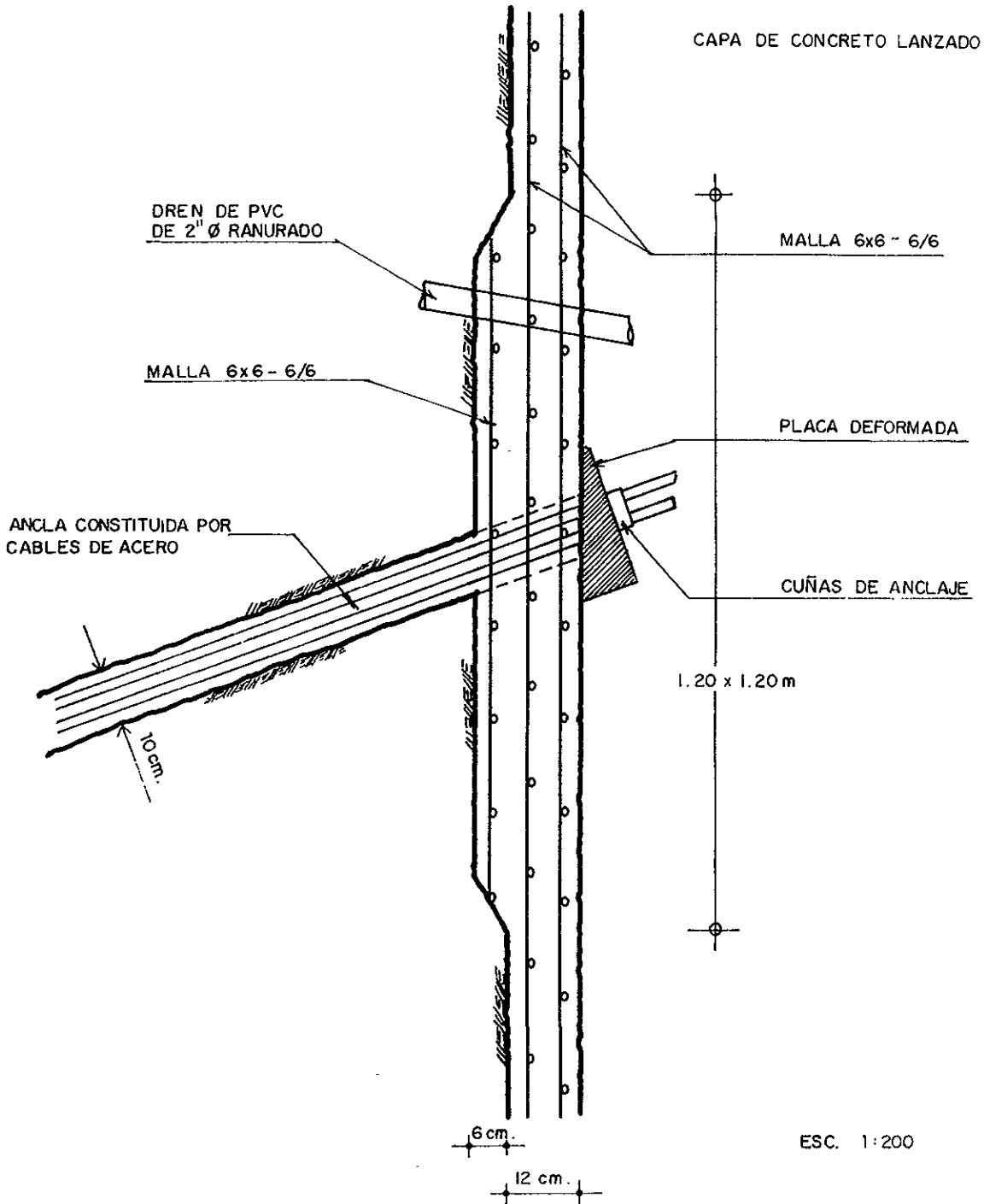


ESC 1 : 400

ETAPAS DE EXCAVACION DE LA BERMA DEJADA EN LAS COLINDANCIAS

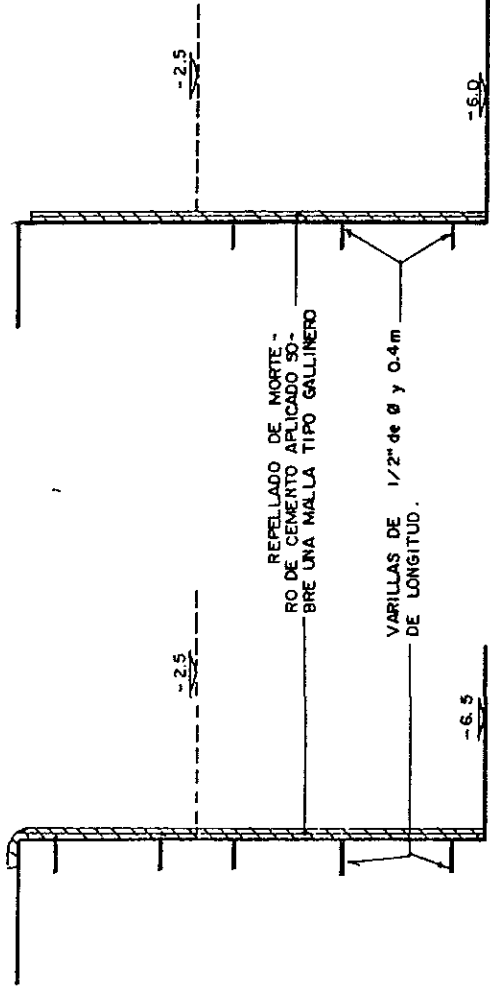
En las cajas labradas se colocarán tramos de 1.2 x 1.2 m de malla de alambre electrosoldada de 6 x 6, 6/6, y en toda el área que tendrá el cinturón se colocarán otras dos mallas de alambre electrosoldado 6 x 6, 6/6, cuatrapeadas y ancladas al talud mediante varillas de ½" de diámetro y 40 cm de longitud aguzadas, hincadas en una retícula de 0.60 m de lado y dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor total que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que funcione como escantillón para regular el espesor de concreto lanzado.

- v) Una vez ancladas las mallas se aplicará el concreto lanzado de 12 cm de espesor en el área del cinturón y 18 cm y en la caja donde quedará ubicada el ancla.
 - vi) Se procederá con el tensado de las anclas como se indica en el inciso 7.2 de este capítulo.
 - vii) En la figura 7.7 se muestra un corte vertical del muro de retención, formado por una losa de concreto lanzado y del dispositivo de fijación del ancla, constituido por torones, unas cuñas y una placa de 0.25 x 0.25 m y ½" de espesor.
 - viii) Las especificaciones de colocación del concreto lanzado se presenta en el inciso 7.3 de este capítulo.
 - ix) Cuando se concluya con la colocación del muro de concreto lanzado y tensado de las anclas del tramo marcado con el número ①, se procederá de la misma manera con los tramos indicados con el número ② de la figura 7.6.
- G) Se continuará con la excavación dejando en las colindancias taludes verticales, hasta 7 m de profundidad con respecto al nivel de la calle de Montes Urales; Procediendo de inmediato con la protección de los materiales descubiertos contra el intemperismo, mediante un repellado de mortero de cemento de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada al talud con varillas de ½" de diámetro y 30 cm de longitud aguzadas, hincadas en una retícula de 1.5 m como se muestra en la figura 7.8.
- H) Se continuará con la excavación hasta 11 m de profundidad con respecto a la calle de Montes Urales, dejando perimetralmente una banqueta de 1.0 m de ancho y un talud 1:1 (horizontal : vertical), como se indica en la figura 7.9 ; excepto en la colindancia norte donde se encuentra el edificio en construcción de los sótanos, donde se dejara talud vertical sin berma hasta el desplante del muro perimetral de la colindancia.



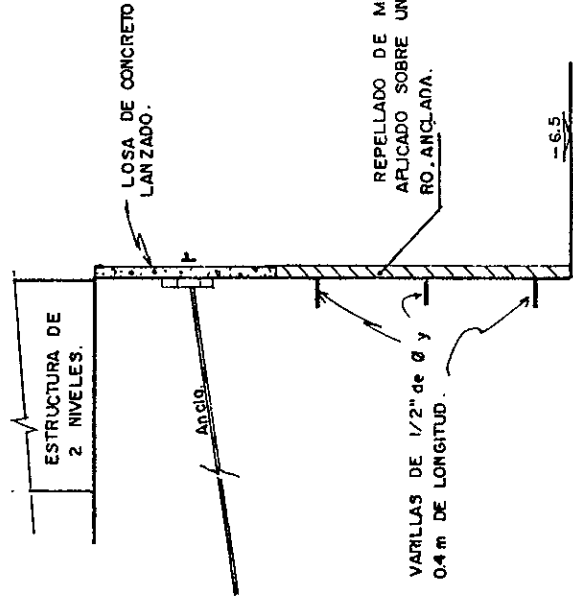
LOSA DE CONCRETO LANZADO .

FIGURA No. 7.7

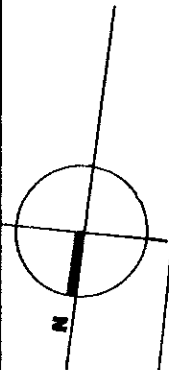


COLINDANCIA CON VIA PUBLICA.

COLINDANCIA SUR Y PARTE DE LA COLINDANCIA
PONIENTE DONDE SOLO EXISTE BARRA.



COLINDANCIA PONIENTE DONDE EXISTEN ESTRUCTURAS
DE 2 NIVELES.



MONTES URALES

banqueta
 0.0m

EDIFICIO EN CONSTRUCCION

TALUD VERTICAL

TALUD 1:1 (HORIZONTAL VERTICAL.)

11.0m

39.887

banqueta

TALUD 1:1 (HORIZONTAL VERTICAL.)

banqueta
 1.0m

21.32

CASA DE 2 NIVELES

JARDIN

CASA 2 NIV.

JARDIN Y ESTACIONAMIENTO

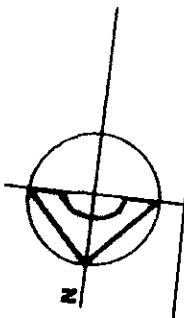
22.58

CORTE 1-1

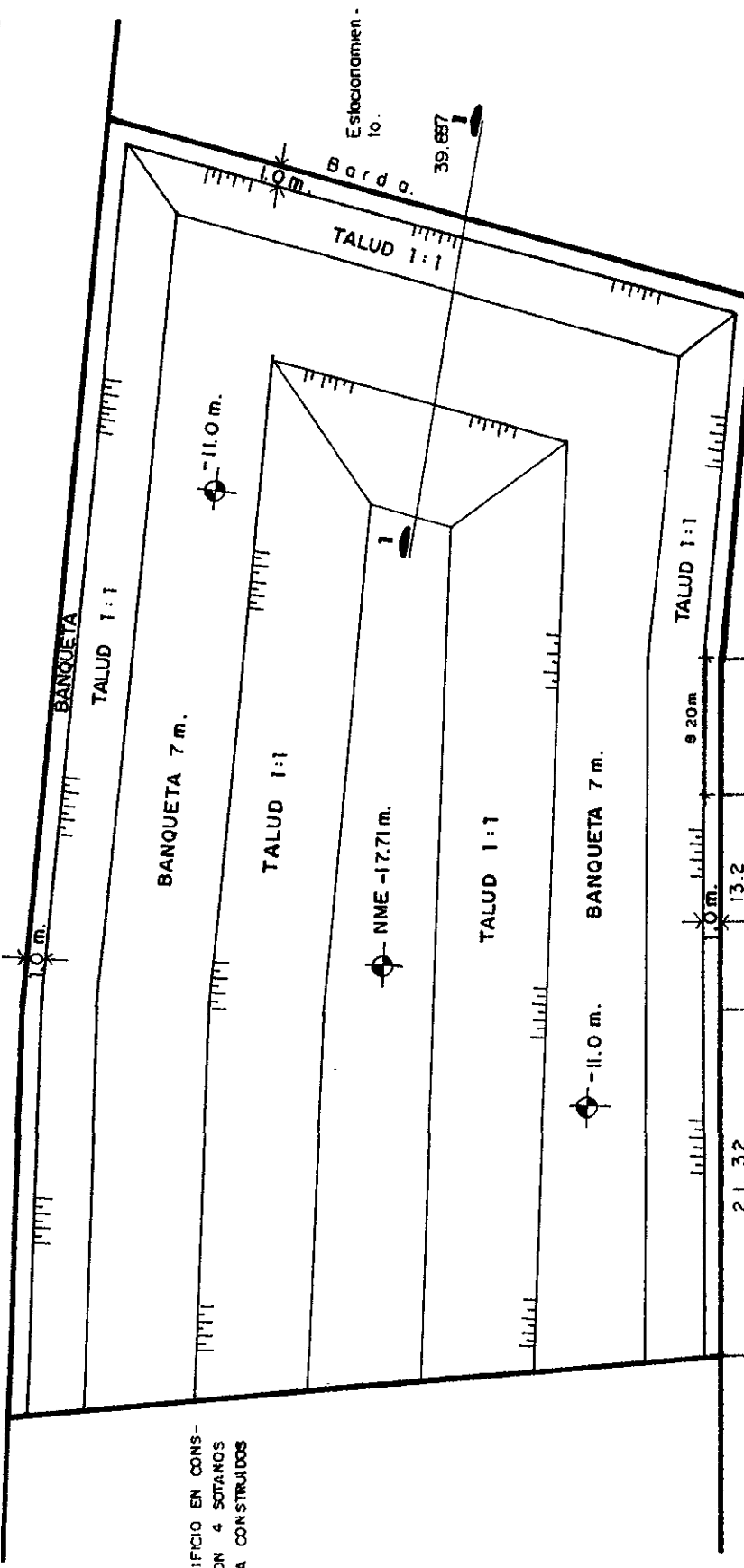
ESC 1:400

EXCAVACION A LIM DE PROFUNDIDAD

- I) Para darle rapidez a la extracción de material y con el propósito de no detener la excavación en su parte central, se profundizará la excavación, dejando una plataforma de trabajo 7 m y un talud 1:1 (horizontal : vertical), como se indica en las figuras 7.10 y 7.11.
- J) Se procederá a la construcción del segundo nivel de anclas de fricción con una inclinación de 10° con respecto a la horizontal; estarán constituidas por un tensor formado por torones de 0.6" de diámetro, se construirán con la secuencia indicada en el inciso 7.2, efectuando la perforación, instalación e inyección de las anclas sobre la berma dejada entre 7 y 11 m; y tendrán la capacidad, longitud, distribución y ubicación que se muestra en las figuras 5.8 a 5.12.
- K) Se procederá a retirar la berma dejada entre 7 y 11 m con la secuencia indicada en la figura 7.12 y siguiendo el procedimiento descrito en las etapas iii) a ix) de inciso D).
- L) Se continuara con la excavación hasta 15 m de profundidad con respecto al nivel de calle de Montes Urales, ubicándose por debajo del deposito púmitico, dejando una banquetta de 1.0m de ancho y un talud 1:1, como se muestra en la figura 7.13.
- M) Se procederá inmediatamente a la construcción del tercer nivel de anclas de fricción con una inclinación con respecto a la horizontal de 10° ; estarán constituidas por un tensor formado por un paquete de cuatro torones de 0.6" de diámetro, se construirán con la secuencia indicada en el inciso 7.2, efectuando la perforación, instalación e inyección de las anclas del tercer cinturón, sobre la berma dejada entre 11 y 15 m; y tendrán la longitud, capacidad, distribución y ubicación que se muestra en las figuras 5.8 a 5.12.
- N) Simultáneamente a la etapa anterior se afinará el talud entre 10.0 y 11.3 m de profundidad, protegiéndolo contra el intemperismo mediante un repellido de cemento de 3 cm de espesor aplicado sobre una tela de gallinero, anclada al talud mediante varillas de $3/8$ " de diámetro.
- Ñ) Se procederá a retirar la berma dejada entre 11 y 15m con la secuencia indicada en la figura 7.14 y siguiendo el procedimiento descrito en las etapas iii) a ix) del inciso D).



MONTES URALES

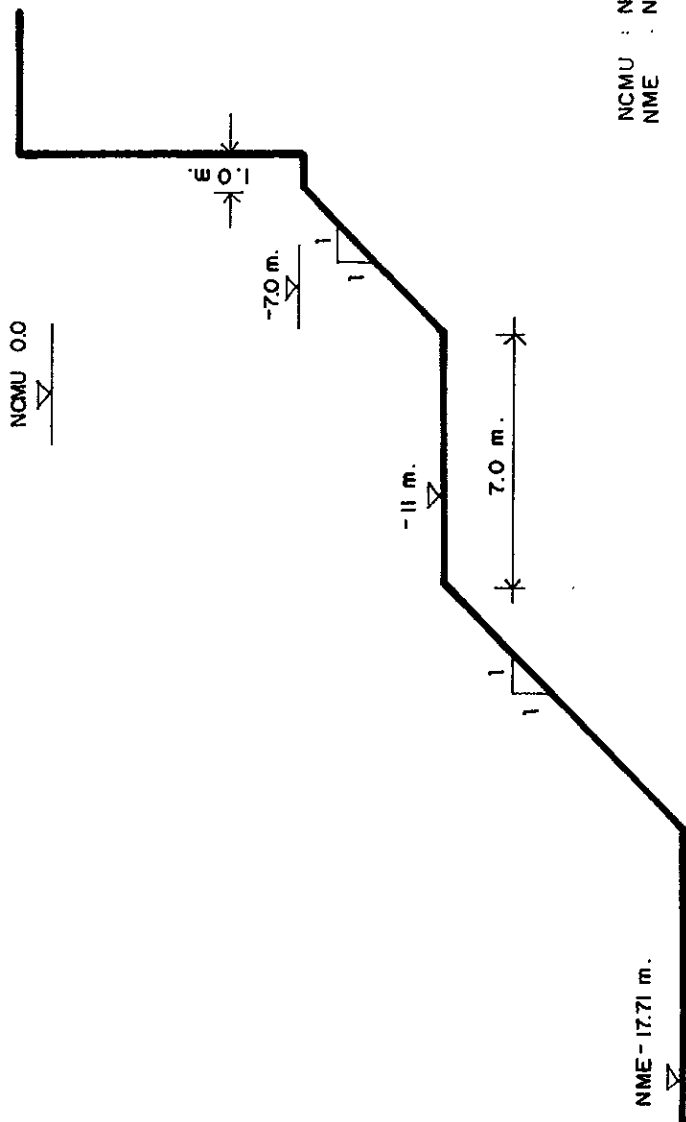


EDIFICIO EN CONSTRUCCION
 Y 2 YA CONSTRUIDOS

JARDIN Y ESTACIONAMIENTO.

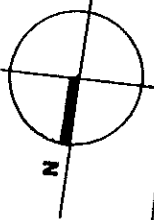
ESC 1 : 400

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZALEZ

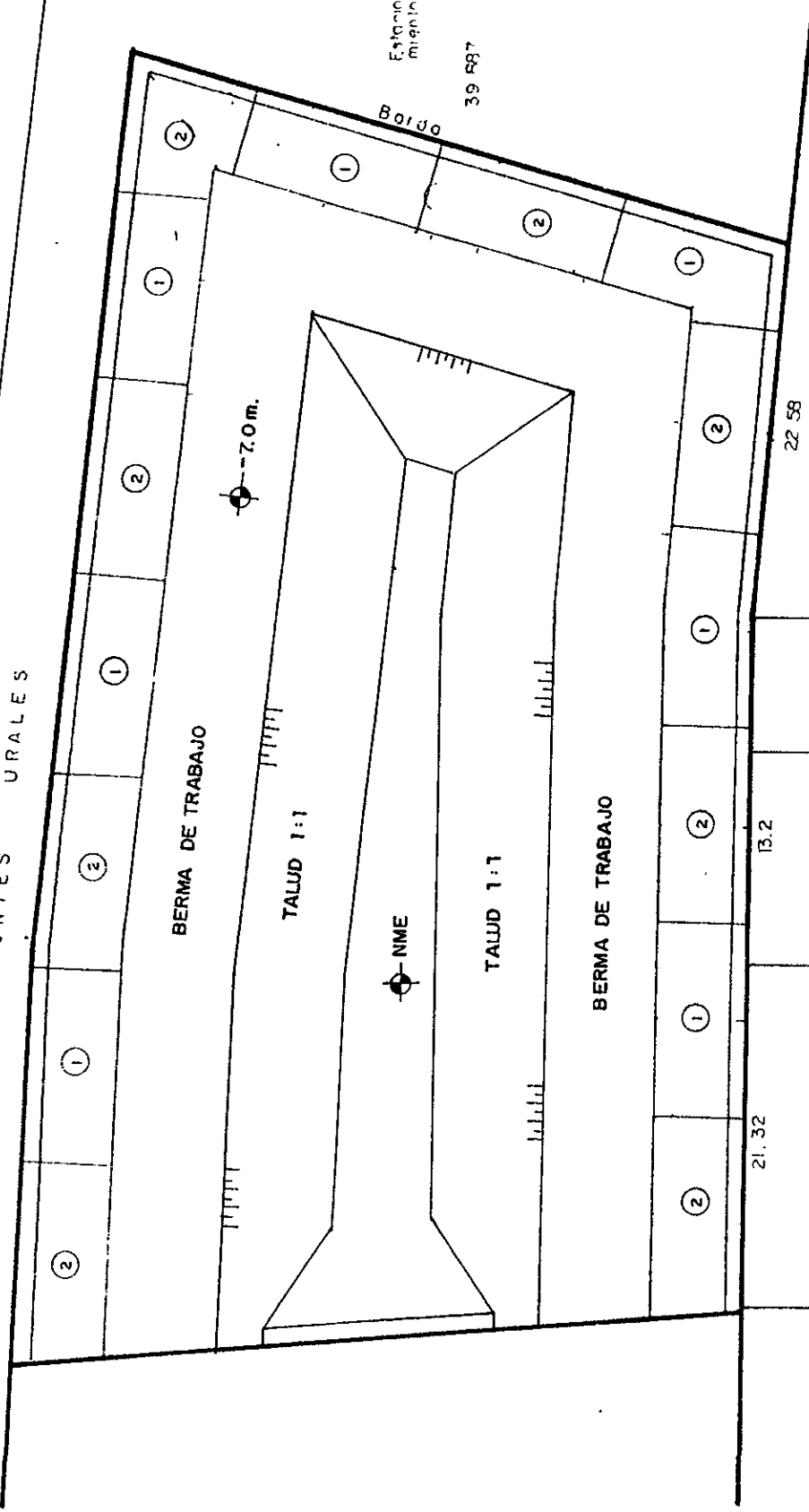


NCMU : NIVEL CALLE MONTES URALES
NME : NIVEL MAXIMA EXCAVACION

CORTE 1 - 1



MONTES URALES



Estacionamiento

39.587

Bordo

BERMA DE TRABAJO

TALUD 1:1

TALUD 1:1

BERMA DE TRABAJO

21.32

13.2

22.58

CASA DE 2 NIVELES

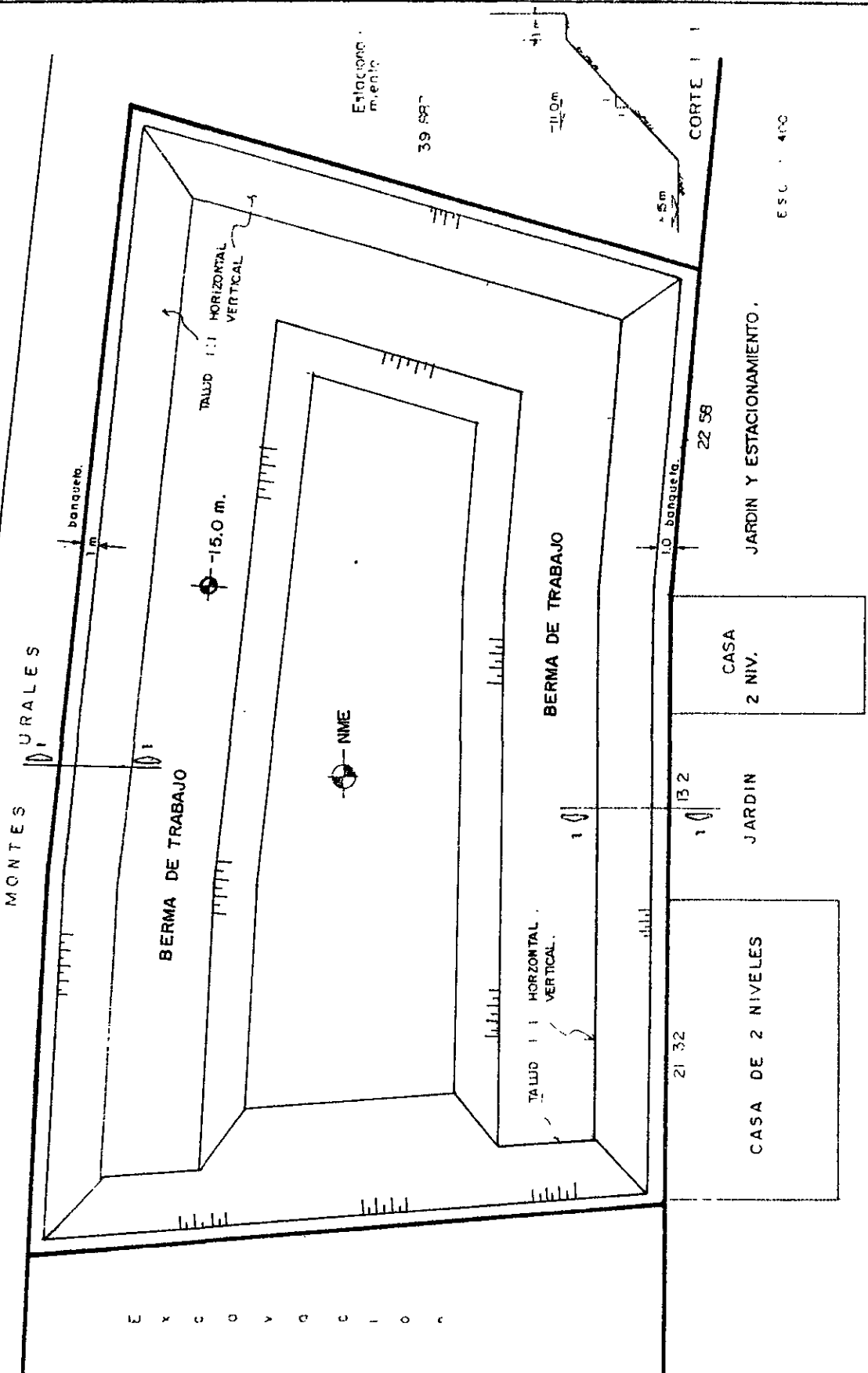
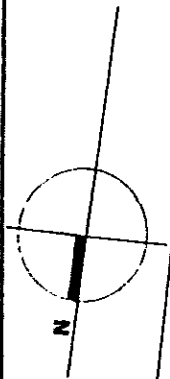
CASA
2 NIV.

JARDIN

JARDIN Y ESTACIONAMIENTO

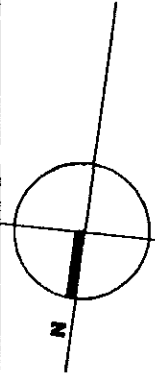
ESC 1:400

ETAPAS DE EXCAVACION DE LA BERMA ENTRE DEJADA ENTRE 7.0 y 11m
DE PROFUNDIDAD.

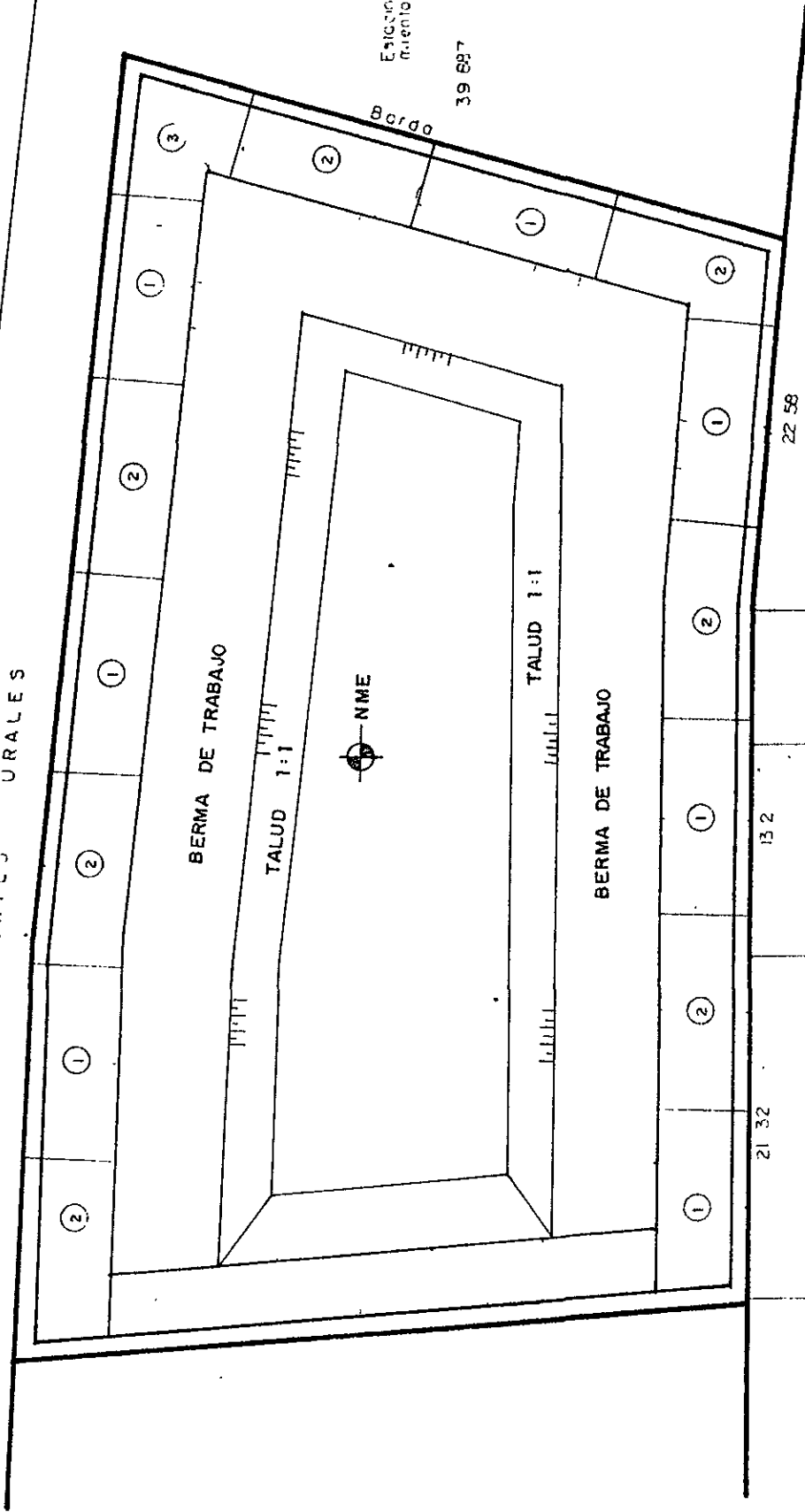


E
x
c
o
v
a
c
i
o
n

EXCAVACION A 15.0 m. DE PROFUNDIDAD



MONTES
URALES



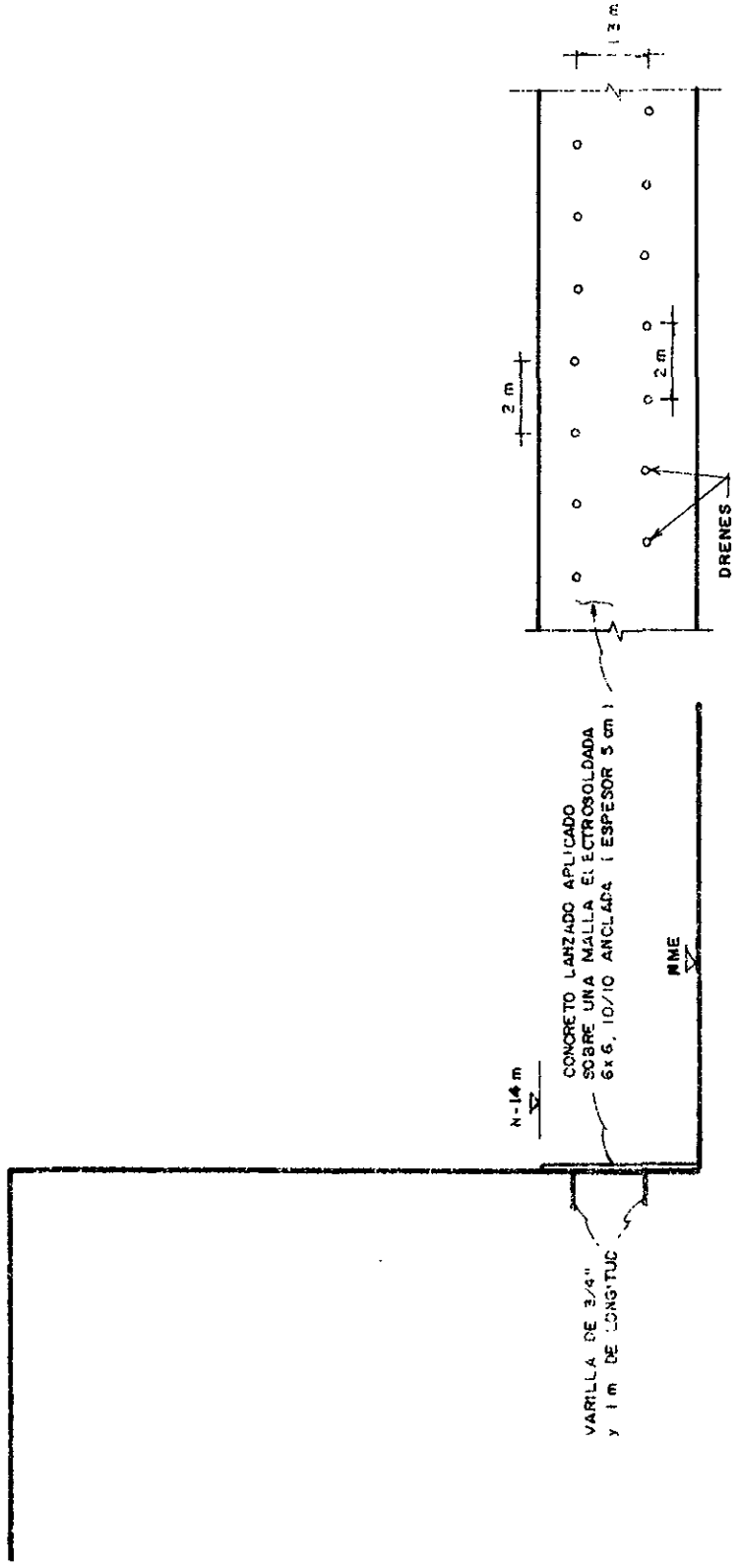
Estacionamiento
39.687

JARDIN Y ESTACIONAMIENTO.

E.S.C. 1:400

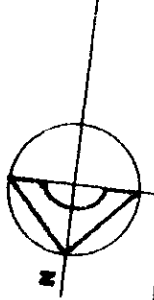
ETAPAS DE EXCAVACION DE LA BERMA ENTRE DEJADA ENTRE 11.0m y 15.0m DE PROFUNDIDAD.

- O) Se continuará con la excavación hasta el nivel de máxima excavación, excepto en la colindancia norte; se realizará en dos etapas, primeramente se excavarán 2 m por debajo del último cinturón y se procederá a proteger los materiales descubiertos mediante una capa de concreto lanzado de 5 cm de espesor aplicado sobre una malla de alambre electrosoldada 6 x 6, 10/10 anclada con varillas $\frac{1}{2}$ " de diámetro y 0.40 m de longitud, aguzadas, hincadas en una retícula de 0.6 m de lado. Al terminar esta etapa se continuará excavando hasta el nivel de máxima excavación e igualmente se procederá a realizar la protección al talud descubierto manejando el proceso de una capa de concreto lanzado de 5 cm de espesor antes descrito (figura 7.15).
- P) En la colindancia norte donde se tiene una estructura en proceso de construcción, que se encuentra desplantada mediante zapatas aisladas y corridas cuyo nivel de desplante (cota 84.83), se encuentra por arriba del nivel máximo de excavación del proyecto (cota 81.42) , la excavación hacia la colindancia norte se efectuará a talud vertical hasta la cota 84.83, que corresponde al nivel de desplante de la cimentación vecina. A partir de este nivel se dejará una berma de 1 m de ancho y se profundizará la excavación con un talud 1:1 (horizontal : vertical), como se indica en la figura 7.16.
- 1) Primeramente, sobre el talud dejado hacia la colindancia se efectuará la perforación, instalación e inyección de anclas de fricción de 11.1 m de longitud y una separación de 3.5 m con una inclinación de 20° con respecto a la horizontal; las anclas tendrán una capacidad de 23 ton, considerando un tensor constituido por un paquete de torones formado por cables de acero de alta resistencia, con la distribución que se muestra en la figura 5.14 y 5.15.
- 2) Se procederá a retirar la banquetta que se dejó en tramos alternados de 5 m de ancho, indicados con el número ① de la figura 7.17, procediendo a perfilar una caja de 6 cm de profundidad con dimensiones de 1.2 x 1.2 m, cuyo centro coincida con la posición de las anclas mostradas en la figura 5.14; para que mantener las condiciones de humedad de los materiales inmediatamente después del afine y perfilado del talud, se cubrirán los materiales con un riego de lechada de cemento.
- 3) En las cajas labradas se colocarán tramos de 1.2 x 1.2 m de malla electrosoldada 6 x 6, 6/6 y en toda el área que tendrá el talud se colocarán en forma cuatrapeadas dos mallas de alambre electrosoldada 6 x 6 6/6, anclada al talud con varillas de $\frac{1}{2}$ " de diámetro y 0.50 m de longitud, aguzadas, hincadas en una retícula de 0.6 m de lado y dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor total que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que funcione como escantillón para regular el espesor de concreto lanzado.



PROTECCION DE LOS MATERIALES EXCAVADOS
A TALUD VERTICAL ENTRE -14 m. y NME

MONTES URALES III
TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZALEZ



MONTES URALES

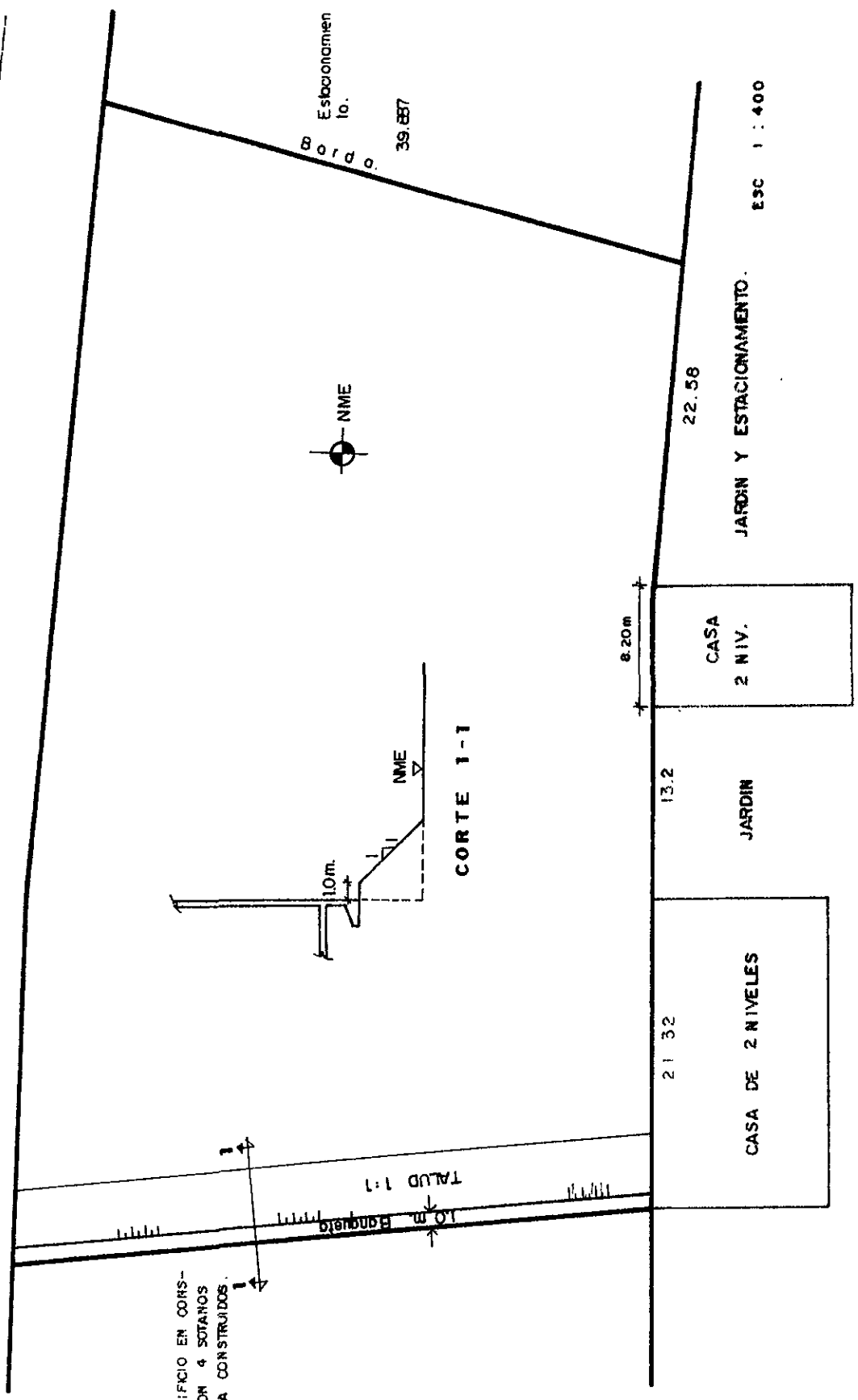
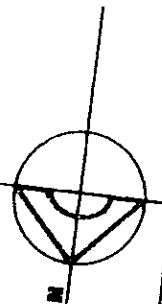
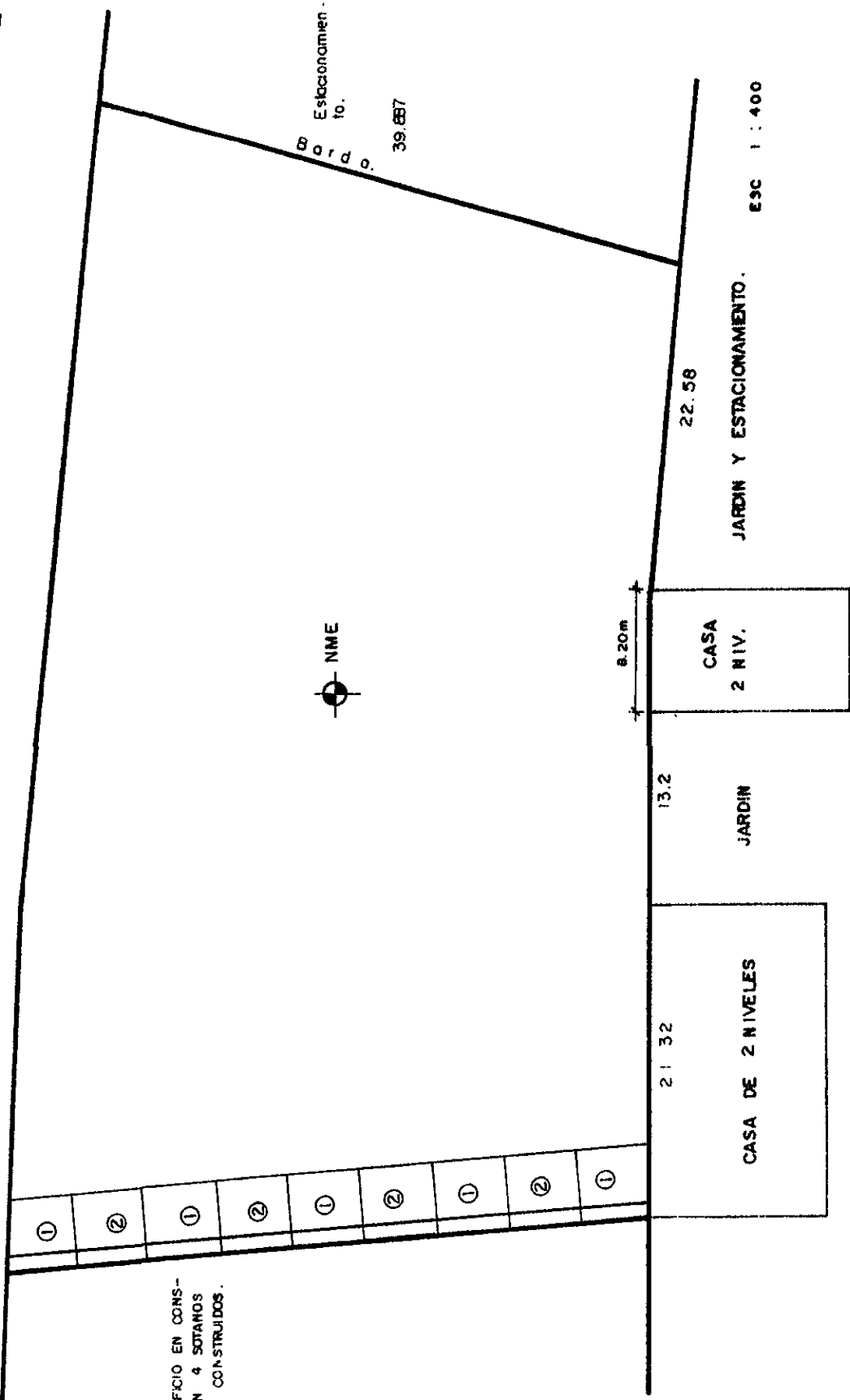


FIGURA N. 7.16



MONTES URALES



EDIFICIO EN CONSTRUCCION
Y 2 YA CONSTRUJIDOS.

ETAPAS DE EXCAVACION DE LA BERMA DEJADA EN LA COLINDANCIA NORTE.

- 4) Una vez anclada la malla de aplicará el concreto lanzado de 12 cm de espesor en el talud; y en la caja donde quedará el ancla tendrá 18 cm el espesor del concreto lanzado.
- 5) Se procederá con el tensado de las anclas.
- 6) Cuando se concluya con la colocación del muro de concreto lanzado y tensado de las anclas del tramo atacado, se procederá de la misma manera con los tramos indicados con el número ② de la figura 7.17.
- Q) Una vez alcanzado el máximo nivel de excavación, se colocará una plantilla de concreto pobre que proteja al material de fisuramiento y pérdida de humedad; y remoldeo por el transito de obreros.
- R) El procedimiento constructivo deberá estar supervisado por un ingeniero especialista en mecánica de suelos el cual verificara que la excavación se realice dentro de lo proyectado y dar las indicaciones pertinentes en caso de cualquier imprevisto.

7.2 Procedimiento constructivo de las anclas.

A continuación se indica el procedimiento de instalación de anclas:

7.2.1 Perforación de barrenos

- Las perforaciones en que se alojarán los tensores se hará con un diámetro de 10 cm, usando lodo bentonítico o algún otro elemento estabilizador y extractor de rezaga en caso necesario.
- Realizada la perforación se insertará el tensor e inyectará.

7.2.2 Características del ancla

- Las anclas serán de fricción y consistirán en un paquete de torones formado por cables de acero de alta resistencia.
- Para ayudar a transmitir la carga del tensor al cuerpo del ancla se empleará una placa de ½" de espesor fija al extremo del tensor.

- Las anclas deberán tener centradores distribuidos en toda su longitud para lograr una adecuada posición del ancla en el barreno de manera que se logre un espesor de lechada uniforme en el perímetro. Los centradores tendrán una separación de 3 m.

7.2.3 Inyección del barreno.

- La mezcla a inyectar consistirá en una lechada compuesta por agua - cemento, en una proporción 1 - 2, respectivamente.
- El agua a utilizar será limpia y deberá mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea; una vez logrado esto, se colocará la lechada en el recipiente de la bomba de inyección.
- Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática, que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieran las anclas.
- La inyección se deberá realizar a una presión de 2.0 kg/cm^2 , en la siguiente forma:
 - a) Adaptar la manguera de la bomba a la manguera integrada al tensor, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.
 - b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro que la presión no exceda del valor especificado.
 - c) Debido a las características de granulometría de los materiales que alojarán los tensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que al detectarse una fuga, en función del volumen calculado, se suspenderá la inyección y se reinyectará 24 horas después, hasta que la lechada retorne.
 - d) Antes del tensado, únicamente se inyectará la parte activa del ancla. En la parte no activa se proporcionará una protección a los elementos metálicos, contra la oxidación.

7.2.4 Pruebas de control de calidad de la lechada de inyección.

Con objeto de garantizar la adecuada capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar cuando menos una muestra cada cinco anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en tres probetas, las cuales se probará a las edades de 1, 3 y 7 días; cada muestra deberá acompañarse de datos de fecha y localización en que se emplea la lechada. Para considerar adecuadamente la lechada, la resistencia a la compresión a los siete días de edad, no deberá ser menor de 100 kg/cm², la relación agua - cemento podrá variarse para satisfacer este requisito.

7.2.5 Tensado de anclas

La carga de tensión se realiza en cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será el siguiente:

- i) Se aplicará la tensión en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 125% de la tensión de diseño.
- ii) Se descargara en su totalidad, después de 5 minuto.
- iii) Se volverá a tensar las anclas en incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar estos y se sujetará el ancla al muro de concreto lanzado.
- iv) Se inyectará la parte no activa, a través de preparaciones dejadas expresamente para ello.

7.3 Especificaciones de colocación del concreto lanzado.

7.3.1 Generalidades.

El concreto lanzado puede definirse como mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie. La fuerza de chorro, que produce un impacto sobre la superficie, compacta el material. Normalmente el material fresco colocado tiene un revenimiento cero y puede sostenerse por si mismo sin escurrirse.

Estas especificaciones se refieren a los requisitos que deberá reunir el concreto lanzado con el proceso de "mezclado en seco", que contempla las siguientes etapas:

1. Se mezcla perfectamente el cemento con la arena. (Las proporciones de los materiales que intervienen son variables) el cemento empleado es generalmente el Portland Normal, aunque también se usan cementos de alta resistencia, de rápido endurecimiento o resistentes a la acción de sulfatos, con diferentes arenas y gravas, ya sean naturales o artificiales.
2. La mezcla de cemento - arena se almacena en un recipiente mecánico presurizado por medio de aire, llamado "lanzador" .
3. La mezcla se introduce en una manguera de descarga por medio de una rueda alimentadora o distribuidor que esta dentro del lanzador.
4. Este material se conduce por aire comprimido a través de la manguera de descarga a una boquilla especial. La boquilla esta ajustada dentro de un múltiple perforado a través del cual se atomiza agua bajo presión, mezclándose íntimamente con el chorro de arena - cemento.
5. El concreto húmedo sale de la boquilla proyectado a alta velocidad sobre la superficie en que va a colocarse.

El concreto lanzado es frecuentemente más económico que el concreto convencional, debido a que necesita menos trabajo de cimbra y requiere solamente una pequeña planta portátil para mezclado y colocación en las áreas más inaccesibles.

Una propiedad importante del concreto lanzado es su facilidad para formar una excelente adherencia con varios materiales. Tiene características impermeables aun en secciones delgadas y pueden usar aditivos para asegurar su impermeabilidad. El concreto lanzado es muy útil como recubrimiento, ya que tiene una excelente adhesión, resistencia a la abrasión y resistencia mecánica. El concreto lanzado puede rellenar grietas fácilmente y moldear sobre cualquier forma por complicada que esta sea.

La aplicación del concreto lanzado requiere de equipo y mano de obra especializados, así como de materiales de buena calidad para poder cumplir adecuadamente su funcionamiento.

7.3.2 Materiales

Los materiales que formen el concreto lanzado serán una mezcla de cemento Portland, arena, grava no mayor de $\frac{3}{4}$ ", y un aditivo acelerante especial para elaborar concreto lanzado.

- **Cemento:** Se utilizará cemento tipo I el cual deberá cumplir con las normas de aceptación de las Normas Mexicanas DGN-C-1 y DGN-C-2.

Los requisitos de la resistencia a la compresión dependen principalmente del contenido de cemento. Sin embargo, un contenido de cemento excesivo puede dar lugar a contracciones y agrietamiento perjudicial. El contenido de cemento después de la aplicación es, generalmente, mayor que la dosificación de la mezcla producida debido a que el material de rebote está constituido de agregado en una mayor proporción.

- **Agregados:** La arena y grava que se utilicen para formar el concreto lanzado, deberán obtenerse de bancos naturales o por trituración de rocas. Las partículas deberán ser duras y sanas. Todos los agregados deben cumplir con las especificaciones de calidad de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica correspondientes a agregados para concreto.

Los agregados no deberán reaccionar a los álcalis del cemento. Si los agregados provocaran una expansión excesiva en el concreto debido a la reacción con el cemento deberán desecharse a menos que se apliquen medidas correctivas, como utilizar cemento de bajo álcalis, previa aprobación de la residencia de la obra.

Para que un agregado produzca un concreto lanzado de compactación óptima; máxima resistencia; impermeabilidad y rebote mínimo, debe cumplir con las normas ASTM y su granulometría debe estar de acuerdo con las curvas de la figura 7.18. El martilleo que producen las partículas del agregado grueso sobre la capa de concreto previamente aplicada contribuye a obtener la compactación deseada.

Las arenas deben constituir menos de 60 % de la mezcla de agregados.

- **Agua de mezclado:** El agua de mezclado debe ser limpia y libre de sustancias agresivas o dañinas, como aceite, limo, arcilla, ácidos o materia orgánica; y debe de cumplir con los requisitos de elaboración del concreto común.
- **Aditivo acelerante:** Para acelerar el fraguado en el cemento se utilizará un aditivo que una vez mezclado con el cemento y el agua, cumpla con los valores siguientes especificados por la Norma ASTM - C - 191:

- Tiempo de fraguado inicial (máximo)	3 minutos
- Tiempo de fraguado final (mínimo)	12 minutos
- Resistencia a la compresión simple de la pasta en cubos de 5 cm, a la edad de 8 horas.	60 kg/cm ² (mínimo)

El aditivo normalmente se utiliza en polvo en una proporción media de 3% con respecto al cemento. Deberán efectuarse pruebas de compatibilidad tanto con el cemento como con los agregados pétreos.

En la dosificación del concreto lanzado, se debe tomar en cuenta que el uso de estos productos acelerantes afecta la resistencia final del concreto, de tal forma que la diferencia de resistencia de concretos con el mismo proporcionamiento en donde no se use aditivo, será mayor hasta en un 20% a 28 días.

Los aditivos acelerantes de fraguado hacen posible la aplicación del concreto lanzado en superficies húmedas y aún sobre filtraciones que, en ocasiones puede taponearse. Sin embargo, su empleo debe controlarse ya que reducen la resistencia final del concreto. Cuando se emplean aditivos del 2 al 6% del peso la reducción de la resistencia no debe ser mayor de 20 %. Los valores de la resistencia a la compresión simple a los 28 días deben estar comprendidos entre 150 y 300 kg/cm², que para fines estructurales son suficientes.

7.3.3 Mezclado y aplicación.

La calidad de una mezcla para concreto lanzado depende de la relación agua - cemento, el tamaño y graduación de los agregados, el tipo de cemento, los aditivos y la aplicación adecuada.

El procedimiento recomendado de preparación y aplicación de la mezcla es la siguiente:

Consiste en mezclar las cantidades predeterminadas de agua, cemento y agregados en un recipiente para luego lanzarlos en chorro a la pared del suelo. Los aditivos acelerantes pueden añadirse en el agua de mezclado o añadirse en la boquilla, es decir, a la salida del chorro. Estos aditivos pueden estar tanto en forma líquida como en polvo.

La preparación y aplicación de mezcla seca depende de los factores siguientes:

- Granulometría adecuada en los agregados.
- La humedad de la mezcla antes de llegar a la boquilla debe estar entre el 2 y el 5%. Una humedad menor agravaría el problema del polvo y una humedad mayor taponaría las mangueras.
- Adecuado proporcionamiento agua - cemento. Esta operación es realizada por una persona muy bien entrenada.

- Características del rebote, que dependen tanto de los tres factores antes mencionados como los siguientes:
 - a) El ángulo de lanzamiento debe ser normal a la superficie tratada.
 - b) La boquilla debe mantenerse de 1.0 a 1.2 m de la superficie tratada.
 - c) Las presiones del agua y del aire deben ser constante y de 5.0 y 5.7 kg/cm² respectivamente.
 - d) La alimentación del aditivo acelerante debe ser constante y fácil de ser variada en el momento que se requiera (si la superficie esta húmeda, deberá ser mayor la cantidad necesario de aditivo).

7.3.4 Equipo de lanzado.

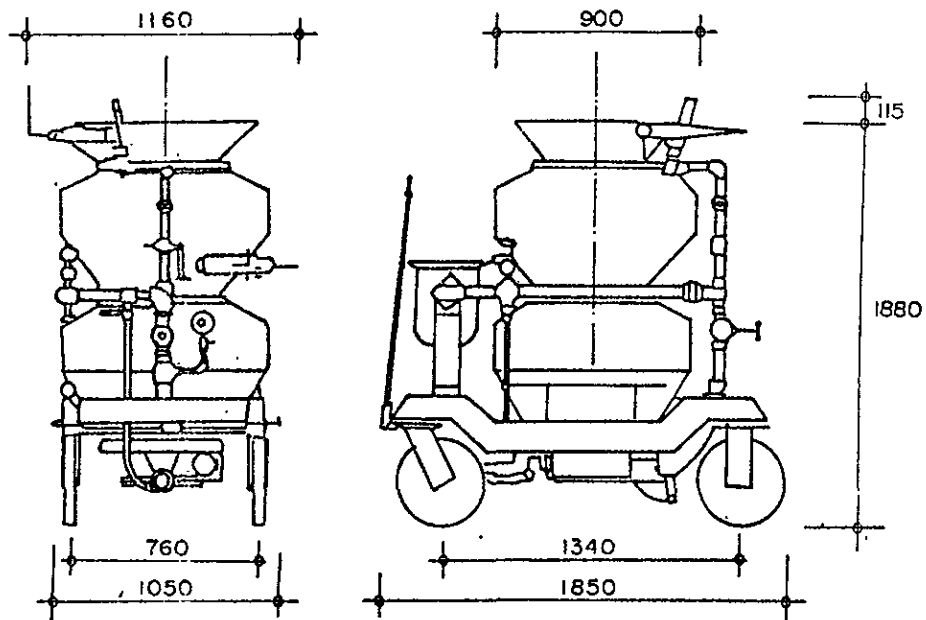
Son dos los tipos de máquinas lanzadoras para la mezcla seca que pueden ser empleados:

- a) La de doble cámara de presión con válvulas de campana intermedia de acción neumática (figura 7.18). La mezcla seca se introduce en la cámara superior, se cierra ésta y se levanta la presión que abre la válvula de intermedia y la mezcla va alimentándose bajo presión a la tubería de descarga, mediante una rueda de cavidades. Mientras se efectúa la operación de descarga se esta alimentando mezcla seca a la cámara superior para empezar de nuevo el ciclo. Un buen operador puede lograr, con la ayuda de las dos cámaras, una descarga prácticamente continua. Requiere entonces una continua atención del operador, el cual debe desenvolverse con destreza. Son cualidades de este tipo de maquinas su robustez y el poco número de piezas delicadas o móviles que se desgastan o requieren frecuente mantenimiento.
- b) El tipo revólver (figura 7.19). La mezcla seca se alimenta continuamente a la tolva que corona la parte superior de la máquina, de ahí cae al cilindro rotatorio tipo revolver que consta de nueve o más compartimientos cilíndricos, donde se deposita la mezcla. Cada carga de mezcla en cada compartimiento cae a través de una escotadura y al pasar sobre el cuello de salida una corriente de aire a presión la impulsa hacia las mangueras. Este tipo de manejar agregado grueso es más fácilmente que las del otro tipo. Tiene, por otra parte más piezas de desgaste y suelen producir más polvo.

Las primeras tienen motor neumático, y las segunda pueden venir con motor neumático o con motor eléctrico; por lo general el rendimiento es mayor con el motor neumático aunque el consumo de aire es considerable. Las del primer tipo consumen 600 pies³/mín en tanto que algunos tipos de las segundas, de muy altas revoluciones, consume cerca de 900 pies³/mín.

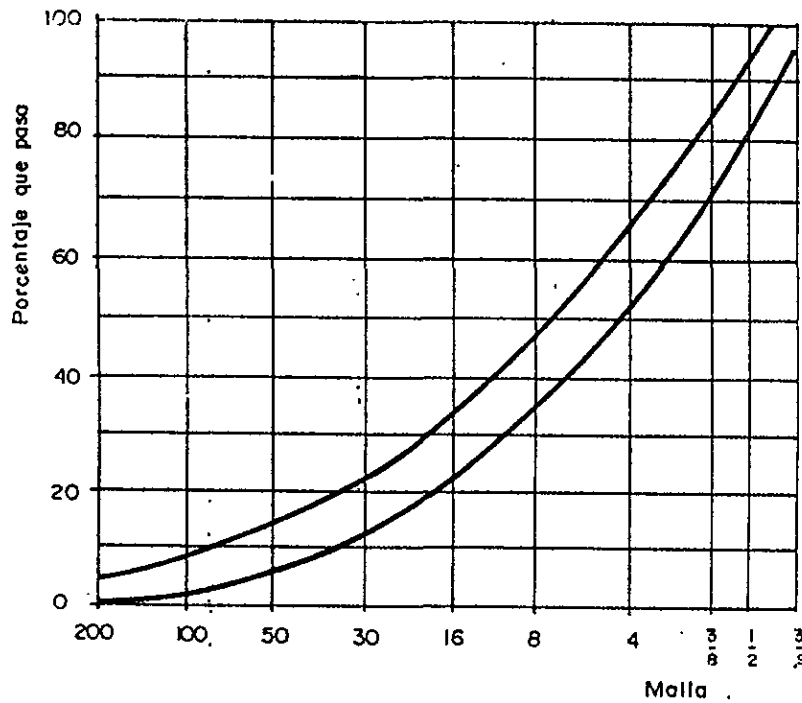
CONCRETO LANZADO

TESIS PROFESIONAL
GABRIEL RUIZ GONZALEZ



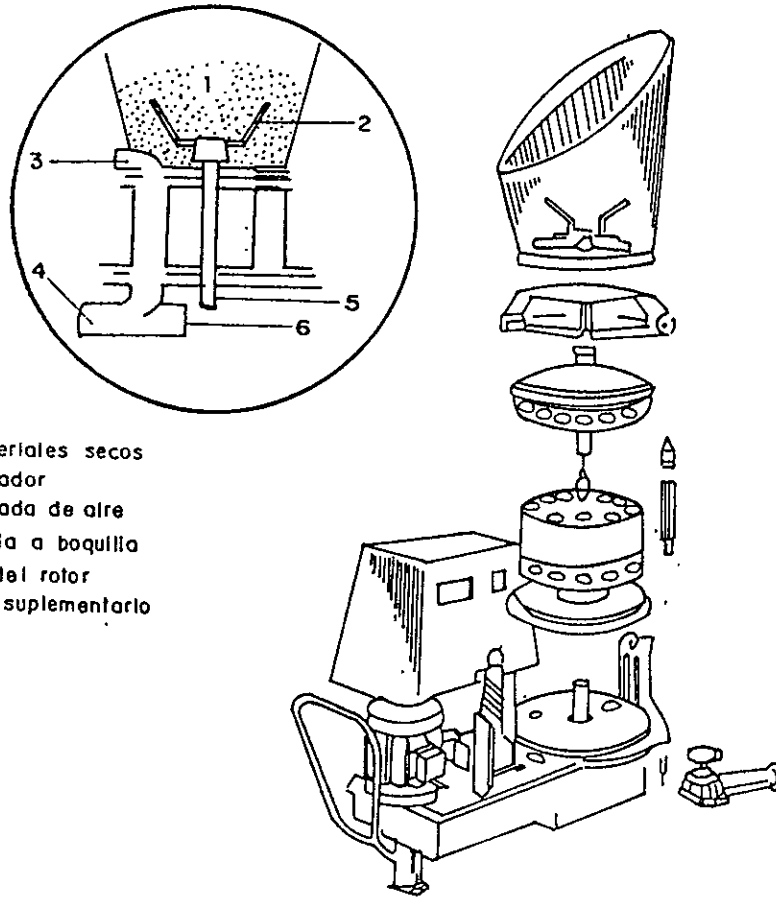
Acofaciones, en mm.

LANZADORA DE DOBLE CAMARA DE PRESION



LIMITES GRANULOMETRICOS

FIGURA No. 7.18



- 1 Materiales secos
- 2 Agitador
- 3 Entrada de aire
- 4 Salida a boquilla
- 5 Eje del rotor
- 6 Aire suplementario

LANZADORA TIPO REVOLVER

Los rendimientos varían entre 6 a 9 m³/h, La distancia de envío varía mucho en cada marca y tipo, pero puede llegar a 92 m verticales. Para grandes distancias conviene usar, en los tramos intermedios, tuberías de acero, en lugar de mangueras, para reducir la fricción. También pueden conectarse en serie dos máquinas, para ganar distancia.

La presión de aire a la salida de la máquina de lanzado se mantendrá constante y no será menor de 3.5 kg/cm² para mangueras hasta de 30 m de largo medidas desde la lanzadora hasta la boquilla y deberá incrementarse en aproximadamente 0.3 kg/cm² por cada 15 m de manguera en exceso de los primeros 30 m; este incremento deberá ajustarse según se observe conveniente en la obra. La presión a la salida del agua no debe ser menor de 4.0 kg/cm², y nunca deberá de ser menor que la presión de aire de lanzado.

En cuanto al mantenimiento del equipo, el manejo de la mezcla seca obliga a mantener limpio el equipo con mayor rigor que las operaciones con el concreto normal. La mezcla seca tiende a acumularse en las aspas de las mezcladoras. Tanto las boquillas como los alimentadores deben limpiarse inmediatamente cuando el ambiente es húmedo.

La supervisión y operación debe ser de alta calidad. El personal de supervisión debe ser altamente calificado. Las cuadrillas de operación deben ser entrenadas adecuadamente.

7.3.5 Resistencia especificada del concreto lanzado.

El concreto lanzado, ya colocado, deberá alcanzar la resistencia a compresión especificada en el proyecto, que es de 200 kg/cm² a los 28 días de edad. Cuando se obtengan resistencias a edades diferentes a los 28 días, se utilizarán los siguientes valores como indicativos de la variación esperada de la resistencia con el tiempo:

<u>edad</u>	<u>resistencia a compresión simple</u>
A 24 horas	90 kg/cm ²
A 3 días	120 kg/cm ²
A 7 días	150 kg/cm ²
A 28 días	200 kg/cm ²

Las resistencias del concreto lanzado se obtendrán del ensaye de corazones de 3" de diámetro como mínimo, cuyos resultados serán corregidos por el factor de esbeltez para una relación de 2:1 (altura - diámetro) de acuerdo con la norma ASTM-C-42. El concreto lanzado se considerará adecuado en resistencia, si el promedio de 3 corazones ensayados a una edad de 28 días es por lo menos a 85% de la resistencia especificada, y ningún corazón tiene una resistencia menor de 75% de dicha resistencia.

Además en un control estadístico, se aceptará el concreto lanzado que cumpla con los siguientes requisitos:

- No más del 20% del numero de pruebas de resistencia tendrán valores inferiores a las resistencias especificadas y el promedio de 10 pruebas consecutivas debe ser igual o mayor que las resistencias especificadas.
- No más del 1% de las pruebas de resistencia a la edad de 28 días, podrá ser menor que la resistencia especificada menos 50 kg/cm².

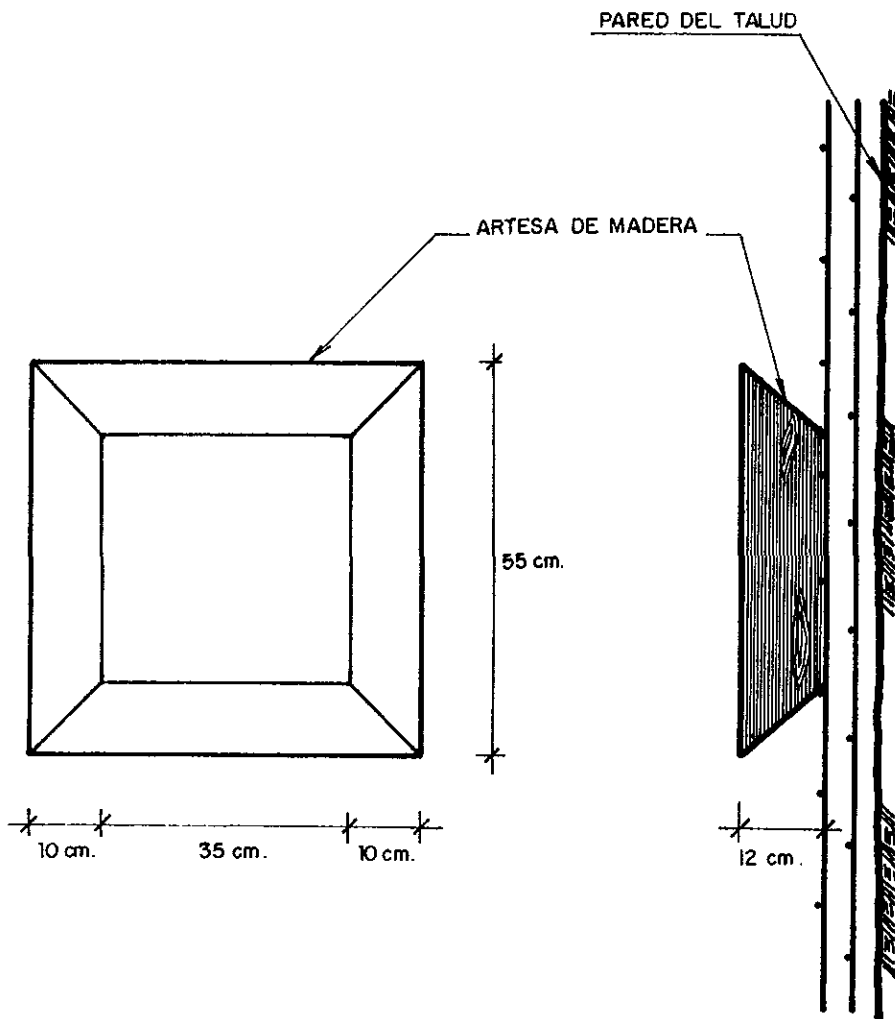
7.3.6 Mediciones de control.

Uno de los métodos de control de concreto lanzado consiste en tomar muestras durante la aplicación y efectuar con ellas pruebas de compresión simple a diferentes tiempos, por ejemplo, 24 horas y 28 días.

El muestreo deberá realizarse por cada 50 m³ de concreto lanzado que se aplique en la superficie excavada, deberá extraerse una muestra por medio de una artesa de madera con las dimensiones que se muestran en la figura 7.20. La artesa la formara el lanzador produciendo por entero las condiciones de lanzado que efectúa normalmente. La artesa se mantendrá firmemente sujeta a una de las paredes de la excavación de manera que al lanzar sobre ella el concreto no se mueva o caiga. No se moverá la altura antes de 12 horas de haberse lanzado.

Otro método de control del comportamiento concreto lanzado es el de la instrumentación que básicamente consiste en la instalación de extensómetros para detectar los movimientos del terreno y de extensómetros, celdas extensométricas (strain gages) y cuerdas vibrantes para la medición de movimientos y deformaciones en el revestimiento del concreto lanzado.

Como método de control la instrumentación ayuda a detectar con anticipación movimientos y deformaciones que si progresaran pondrían en peligro la estabilidad de la obra. Cuando se detecta en una zona instrumentada una tendencia en los movimientos y deformaciones, aunque de valores muy pequeños, deben efectuarse las medidas con más frecuencia para determinar el empleo de soportes adicionales y verificar posteriormente el efecto de estas medidas correctivas.



ARTESA

- ESTAS ARTESAS SERAN DE MADERA DE 19 mm. DE ESPESOR , CON LO QUE SE GARANTIZARA UNA RIGIDEZ SUFICIENTE PARA EVITAR VIBRACIONES DURANTE EL LANZADO .
- LAS ARTESAS PODRAN REUTILIZARCE SIEMPRE QUE NO HAYAN SUFRIDO DANOS APRECIABLES

En vista de que las mediciones son muy pequeñas (en ocasiones son del orden de la precisión de los instrumentos) deben instalarse y medirse instrumentos embebidos en paneles testigos para poder descartar el efecto de las contracciones químicas del concreto y térmicas del concreto lanzado.

7.4 Procedimiento constructivo para las zapatas de cimentación.

A continuación se indica el procedimiento constructivo para las excavaciones necesarias para alojar las zapatas de cimentación de la estructura la que se realizará una vez que se llegue al nivel de máxima excavación:

- a) Las excavaciones necesarias para alojar las zapatas y contratraveses se hará dejando taludes verticales.
- b) Las excavaciones se podrán hacer empleando maquinaria hasta 0.15 m arriba del nivel de desplante, esta última capa se excavarán a mano para evitar el remoldeo del material de apoyo.
- c) Se verificará que la resistencia del suelo sea la empleada en los análisis de capacidad de carga.
- d) Una vez alcanzado el nivel de desplante recomendado, deberá colocarse a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material del remoldeo y del tránsito de obreros.
- d) Se procederá a colocar el armado y a colar las zapatas.
- e) Se rellenan las zapatas de cimentación con material producto de la excavación, compactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba proctor estándar.

7.5 Presupuesto de la construcción de anclas.

RENTA DE MAQUINARIA POR DOS MESES.

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Importe</u>
MANCUERNA CARDNER DENVER, COMPRESOR 750 PCM, TRAC DRILL MODELO ATD-3100A CON PERFORADOR PR - 123	EQUIPO	2.0	\$ 24,500.00	\$ 49,000.00
MODULO DE TENSADO EN BARS.	EQUIPO	2.0	\$ 11,000.00	\$ 22,000.00
MODULO DE INYECCIÓN	EQUIPO	2.0	\$ 11,000.00	\$ 22,000.00
FLEJADORA	EQUIPO	2.0	\$ 2,475.00	\$ 4,950.00
CAMIÓN BOMBA DE PLUMA, INCLUYE OPERADOR	EQUIPO	1.0	\$ 12,650.00	\$ 12,650.00
BOMBA ESTACIONARIA, INCLUYE OPERADOR	EQUIPO	1.0	\$ 6,000.00	\$ 6,000.00
			C.D.	\$ 116,600.00

C.D. ES POR DOS MESES

MANO DE OBRA PARA OPERACIÓN DE EQUIPO RENTADO

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Importe</u>
OPERADOR DE TRAC DRILL MAS 2 AYUDANTES	JORNADA	1.0	\$ 171.43	\$ 171.43
OPERADOR DE TENSADO MAS 2 AYUDANTES	JORNADA	1.0	\$ 171.43	\$ 171.43
OPERADOR DE INYECCIÓN MAS 2 AYUDANTES	JORNADA	1.0	\$ 171.43	\$ 171.43
OPERADOR DE COMPRESOR MAS 2 AYUDANTES	JORNADA	1.0	\$ 128.57	\$ 128.57
OPERADOR DE FLEJADORA MAS 2 AYUDANTES	JORNADA	1.0	\$ 128.57	\$ 128.57
			JORNADA	\$ 771.43
			C.D.	\$ 46,285.80

C.D. ES POR DOS MESES

HABILITADO DE CABLE DE TORON DE ACERO

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Importe</u>
CABLE TORON, Ø 0.5"	M	715.2	\$ 29.70	\$ 21,241.44
CABLE TORON, Ø 0.6"	M	7554.4	\$ 35.70	\$ 269,692.08
DEPRECIACIÓN CORTADORA ELÉCTRICA <u>\$ 1650 . = \$ 9.43</u> 175 TON	TON	6.1	\$ 9.43	\$ 57.52
REPOSICIÓN DISCO DE LA CORTADORA <u>\$ 225 . = \$ 7.50</u> 30 TON	TON	6.1	\$ 7.50	\$ 45.75
				\$ 291,036.79
			IVA 15%	\$ 43,655.52
			CD	\$ 334,692.31
MANO DE OBRA:				
FIERRERO MAS AYUDANTE	JORNADA	1	\$ 102.85	\$ 102.85
CD POR 15 JORNADAS			CD	\$ 1,542.78
			TOTAL CD	\$ 336,235.09

HABILITADO DE TUBO DE PVC Ø 1.5" TRAMO DE 6 M Y ARMADO

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Importe</u>
TUBO PVC Ø 1.5"	PZA	660	\$ 8.80	\$ 5,808.00
COPLE PVC Ø 1.5"	PZA	440	\$ 1.70	\$ 748.00
TAPÓN PVC Ø 1.5"	PZA	132	\$ 1.70	\$ 224.40
SEPARADOR DE PVC Ø 2"	PZA	820	\$ 2.00	\$ 1,640.00
PEGAMENTO PARA PVC	LT	1	\$ 28.60	\$ 28.60
CINTA DE AISLAR DE 25 M	PZA	4	\$ 8.80	\$ 35.20
				\$ 8,484.20
			IVA 15%	\$ 1,272.63
			CD	\$ 9,756.83
MANO DE OBRA:				
FIERRERO MAS AYUDANTE	JORNA DA	1	\$ 145.72	\$ 145.72
CD POR 20 JORNADAS			CD	\$ 2,914.32
			TOTAL CD	\$ 2,671.15

ARMADO, COLOCACIÓN E INYECTADO DEL ANCLA

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Importe</u>	
CUÑA DE ACERO	PIEZA	410	\$ 15.40	\$ 6,314.00	
PLACA DE ACERO 0.25 X 0.25 m, 1" ESPESOR	PIEZA	132	\$ 170.00	\$ 22,440.00	
QUESO DE ACERO 6 ORIFICIOS	PIEZA	132	\$ 170.00	\$ 22,440.00	
ALAMBRE RECOCIDO	KG.	150	\$ 3.90	\$ 585.00	
ALAMBRE PARA FLEJE	KG.	150	\$ 5.00	\$ 750.00	
GRAPAS PARA FLEJE	PIEZA	9650	\$ 0.90	\$ 8,685.00	
CABEZA DE ACERO PUNTA DE BALA	PIEZA	132	\$ 11.00	\$ 1,452.00	
MANGUERA NEGRA Ø 3"	M	850	\$ 11.00	\$ 9,350.00	
CEMENTO*	KG.	510	\$ 0.90	\$ 459.00	
YESO*	KG.	60	\$ 0.80	\$ 48.00	
AGUA*	Lt.	120	\$ 0.60	\$ 72.00	
BENTONITA*	KG.	180	\$ 0.40	\$ 72.00	
INYECCIÓN:					
CEMENTO	BULTO	566.20	\$ 50.00	\$ 28,310.00	
AGUA	Lt	16278.25	\$ 0.60	\$ 9,776.95	
* MATERIAL EMPLEADO EN LA REALIZACIÓN DEL OBTURADOR				\$ 110,753.95	
				IVA 15%	\$ 16,613.09
				C.D.	\$ 127,367.04

MANO DE OBRA PARA LA REALIZACIÓN DEL MURO DE CONCRETO LANZADO

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Importe</u>
COLOCACIÓN				
OFICIAL MAS 2 AYUDANTES 60 JORNADAS	JORNADA	1	\$ 145.72	\$ 145.72
			CD	\$ 8,743.20
HABILITADO DEL ACERO EN EL MURO DE CONTENCIÓN				
2 FIERREROS MAS 10 AYUDANTES 50 JORNADAS	JORNADA	1	\$ 490.00	\$ 490.00
			CD	\$ 24,500.00

HABILITADO DE ACERO CORTADO Y COLOCADO

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Importe</u>
MALLA 6,6 - 6/6	TON	6.0	\$ 2,650.00	\$ 15,900.00
			IVA 15%	\$ 2,385.00
			CD	\$ 18,285.00
			TOTAL CD	\$ 51,528.20

CONCRETO LANZADO INCLUYE COLOCACIÓN

<u>Concepto</u>	<u>Unidad</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio Unitario</u>	<u>Importe</u>
F'c = 250 Kg/cm ² AGREGADO MÁXIMO 3/4" REVENIMIENTO ± 2% INCLUYE 15% DE DESPERDICIO POR REBOTE	m ³	200.00	\$ 410.00	\$ 82,000.00
			IVA 15%	\$ 12,300.00
			CD	\$ 94,300.00

CUANTIFICACIÓN DE LAS ANCLAS

CINTURÓN	ANCLAS	# TORONES POR ANCLA	# TORONES POR CINTURÓN	LONGITUD LIBRE POR ANCLA m.	LONGITUD LIBRE POR CINTURÓN m.	LONGITUD ACTIVA POR ANCLA m.	LONGITUD ACTIVA POR CINTURÓN m.	LONGITUD TOTAL POR ANCLA m	LONGITUD TOTAL POR CINTURÓN m.	ESPESOR DEL CINTURÓN m.	ÁREA DEL CINTURÓN m ²
COLINDANCIA CON VÍA PÚBLICA LONGITUD DEL CINTURÓN = 79.69 m.											
1	23	3 DE 0.6"	69	5.8	133.4	12.6	289.8	18.4	423.2	3.0	239.07
2	23	3 DE 0.6"	69	5.0	115.0	12.6	289.8	17.6	404.8	3.0	239.07
SUB TOTAL	46		138		248.4		579.6		828.0		478.14
COLINDANCIA SUR LONGITUD DEL CINTURÓN = 69.89 m.											
1	12	3 DE 0.6"	36	5.8	69.6	12.6	151.2	18.4	220.8	3.0	119.67
2	12	3 DE 0.6"	36	5.0	60.0	12.6	151.2	17.6	211.2	3.0	119.67
SUB TOTAL	24		72		129.6		302.4		432.0		239.34
COLINDANCIA PONIENTE LONGITUD DEL CINTURÓN = 65.3 m.											
1	12	2 DE 0.5"	24	11.2	134.4	5.5	66	16.7	200.4	2.5	87.5
2	19	4 DE 0.6"	76	7.5	142.5	16.1	305.9	23.6	448.4	3.0	195.9
3	19	4 DE 0.6"	76	5.2	98.8	16.1	305.9	21.3	404.7	3.0	195.9
SUB TOTAL	50		176		375.7		677.8		1053.5		479.3
COLINDANCIA NORTE LONGITUD DEL CINTURÓN = 45.85 m.											
1	12	2 DE 0.5"	24	5.0	60	6.1	73.2	11.1	133.2	3.41	156.35
SUB TOTAL	12		24		60		73.2		133.2		156.35
TOTAL	132		410		813.7		1633.0		2446.7		1353.19

CUANTIFICACIÓN DE LA LECHADA DE CEMENTO

$$\text{ÁREA DEL BARRENO} = (\pi) (0.05)^2 = 0.00785 \text{ m}^2$$

$$\text{LONGITUD TOTAL DE LAS ANCLAS} = 2446.7 \text{ m}$$

$$\text{VOLUMEN DE LECHADA} = 2446.7 \text{ m} \times 0.00785 \text{ m}^2 = 19.22 \text{ m}^3$$

$$\text{AMPLIACIÓN DEL BULBO 10\%} = 1.922 \text{ m}^3$$

$$\text{VOLUMEN TOTAL DE LECHADA} = 21.142 \text{ m}^3$$

$$1.3 \text{ ton/m}^3 \rightarrow \text{CEMENTO} + 3\% \text{ DESPERDICIO}$$

$$1.3 \text{ ton/m}^3 \times 21.142 \text{ m}^3 + 3\% \text{ desp.} = 28.31 \text{ ton.}$$

$$\frac{28.31 \text{ ton} \times 1000 \text{ Kg}}{(50 \text{ bultos} - \text{Kg}) 1 \text{ ton}} = 566.2 \text{ bultos}$$

$$\text{PROPORCIÓN EN PESO 2 : 1 (CEMENTO : AGUA)} = 1 \text{ BULTO} : 25 \text{ LT}$$

$$566.2 \times 25 \text{ lt} + 15\% \text{ desp.} = 16278.25 \text{ lt.}$$

CUANTIFICACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO DEL CINTURÓN

$$\text{CAJAS DE } 1.2 \times 1.2 \text{ m} = 1.44 \text{ m}^2 \times 132 \text{ cajas} = 190.08 + 6\% \text{ traslapos}$$

$$\text{IGUAL AL NUMERO DE ANCLAS} = 201.48 \text{ m}^2$$

MALLA 6 - 6, 6/6

ÁREA TOTAL DE LOS

$$\text{CINTURONES} \quad 1353 \text{ m}^2 + 6\% \text{ traslapos} = 1434.38 \text{ m}^2 \times 2 \text{ mallas} = 2868.76 \text{ m}^2$$

MALLA 6 - 6, 6/6

$$\text{ÁREA TOTAL DE MALLA} = 3069.84 \text{ m}^2$$

$$\text{PESO DE LA MALLA} = 1.95 \text{ Kg/m}^2$$

$$3069.84 \text{ m}^2 \times 1.95 \text{ Kg/m}^2 = 5986 \text{ Kg} \rightarrow \approx 6.0 \text{ ton.}$$

CUANTIFICACIÓN DEL CONCRETO LANZADO

ÁREA DE LAS CAJAS = $1.2 \text{ m} \times 1.2 \text{ m} \times 132 \text{ cajas} = 190.08 \text{ m}^2$

ÁREA DEL CINTURÓN = 1353.19 m^2

VOLUMEN DE CONCRETO LANZADO

$190.08 \text{ m}^2 \times 0.06 \text{ m} = 11.40 \text{ m}^3$

$1353.19 \text{ m}^2 \times 0.12 \text{ m} = 162.38 \text{ m}^3$

$11.40 \text{ m}^3 + 162.38 \text{ m}^3 = 181.84 \text{ m}^3 + 15\% \text{ desp. por rebote} = 199.85 \text{ m}^3 \approx 200 \text{ m}^3$

RESUMEN DE COSTOS

RENTA DE MAQUINARIA POR DOS MESES	\$ 116,600.00
MANO DE OBRA PARA OPERACIÓN DE EQUIPO RENTADO	\$ 46,285.80
HABILITADO DE CABLE DE TORON DE ACERO	\$ 336,235.09
HABILITADO DE TUBO DE PVC Ø 1.5" TRAMO DE 6 M Y ARMADO	\$ 12,671.15
ARMADO, COLOCACIÓN E INYECTADO DEL ANCLA	\$ 127,367.04
MANO DE OBRA PARA LA REALIZACIÓN DEL MURO DE CONCRETO LANZADO Y HABILITADO DE ACERO CORTADO Y COLOCADO	\$ 51,528.20
CONCRETO LANZADO INCLUYE COLOCACIÓN	\$ 94,300.00
TOTAL	\$ 784,987.28

\$ 784,987.28 = \$ 5,950 POR ANCLA
132 ANCLAS A COSTO DIRECTO

7.6 Recomendaciones sobre instrumentación.

Con objeto de garantizar el buen comportamiento de la excavación y de la cimentación, es de gran importancia que durante su construcción y después de ella, se lleve a cabo un control adecuado de los factores que intervienen en su comportamiento, mediante el empleo de algunos instrumentos.

Del control adecuado de la instrumentación dependerá el éxito del comportamiento adecuado de la excavación y de la cimentación, ya que podrán detectarse y corregirse a tiempo, en su caso procesos que puedan llevar a fallas sencillas o catastróficas.

A continuación se presentan las recomendaciones de instrumentación para el control de la excavación que alojara a los sótanos de cimentación del proyecto.

Previamente al inicio de los trabajos de excavación, se instrumentara al suelo que rodeara a la excavación para verificar que la excavación se realice dentro de la seguridad proyectada así como para advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad, y obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparado con el previsto en el diseño, permita concluir sobre la confiabilidad del mismo, detectar errores y en caso necesario fundamentar modificaciones en los análisis y en la construcción.

Mediante la instrumentación se observara el comportamiento de la masa de suelo en la que se efectuará la excavación, a través de la determinación de :

La evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales, en los puntos más representativos de la masa de suelo.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales y referencias en muros de las estructuras colindantes. La información que se recopile con la instrumentación debe ser interpretada por un ingeniero especialista en mecánica de suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

Los instrumentos de medición se deben instalar siguiendo las recomendaciones que se describen a continuación, en los que también se indica la frecuencia de las mediciones:

7.6.1 Movimientos.

Es fundamental llevar un adecuado control de los movimientos a que tienen lugar las cimentaciones durante su construcción y aún a largo plazo, para lo cual se recomiendan los siguientes controles.

A. Bancos de nivel en el fondo de la excavación.

Los bancos de nivel en el fondo de la excavación se instalan con objeto de conocer los asentamientos y/o expansiones que ocurran antes, durante y después de la excavación.

La instalación de estos bancos debe efectuarse antes de iniciar cualquier excavación, para obtener una información más confiable de los movimientos del subsuelo. Para instalar estos bancos pueden excavarse pozos de pequeño diámetro hasta la profundidad de proyecto y colarse en su punto inferior un tapón de concreto con una varilla.

Las lecturas de estos bancos pueden tomarse una vez por día antes de la excavación, dos veces por día durante la excavación y una vez por día después de la excavación. Con los datos obtenidos se elaboran gráficas movimientos - tiempo.

También es conveniente llevar en forma gráfica el avance de la excavación y construcción de la zona de influencia que corresponda a cada uno de estos bancos.

B. Líneas de colimación

Se llevará un control de los desplazamientos horizontales producidos por medio de líneas de colimación localizadas paralelas y superficiales a las fronteras de la excavación.

Referencias superficiales

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno. Servirán para medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno circundará a la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien de deformaciones inadmisibles

Las referencias superficiales son puntos fijos de la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas; los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelas al borde de la excavación. Observando las líneas de colimación con un tránsito, se detectan los desplazamientos horizontales, mientras que con un nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales. Los testigos pintados en los muros permiten determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por las excavaciones en las estructuras cercanas.

Las características de las referencias superficiales antes mencionadas se describen a continuación:

Testigo superficial

Es un cilindro de concreto simple (figura 7.21) de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno convencional en su extremo superior; el perno es de cabeza esférica de 5/8 x 4" y tiene una línea graduada en dirección perpendicular a la ranura para desarmador. La ranura sirve de guía a la regla de medición, que esta graduada en milímetros y cuenta con un nivel de burbuja y sirve para enfocar el tránsito.

Testigo en muros colindantes

Es una referencia de nivel horizontal formada por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localiza en los muros de construcciones cercanas a las excavaciones.

Criterios de Instalación

Los testigos superficiales se instalarán principalmente definiendo líneas de colimación, apoyados en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos. Las líneas de colimación serán paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de la excavación, en la colindancia con la vía pública; la separación entre los testigos superficiales será de 6 m.

Los testigos en muros se instalarán en todas las estructuras colindantes con la excavación.

Todas las referencias deberán instalarse antes de la excavación de acuerdo al siguiente procedimiento:

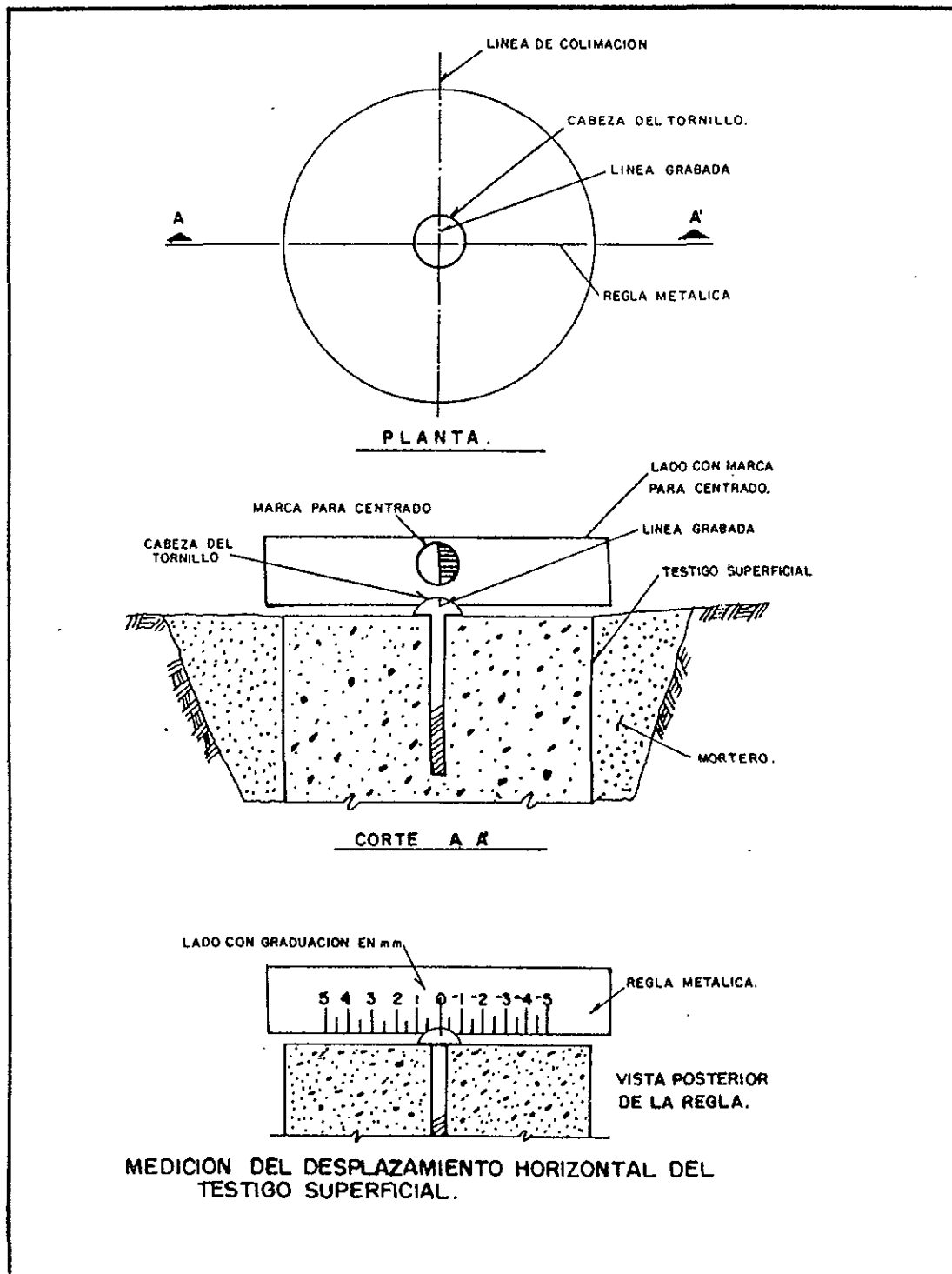


FIGURA No. 7.21

a) Testigos superficiales

- Se trazaran las líneas de colimación paralelas a la excavación y las distancias recomendadas
- Se perforaran los sitios que alojarán los testigos.
- Se colocarán los testigos a las perforaciones, confinándolos con mortero; inmediatamente se comprueba con un transito la alineación de la línea grabada.
- Se marcan los testigos con su clave de identificación y se protegen hasta que haya fraguado el mortero.

b) Testigos en muros

- Con ayuda de un nivel topográfico de precisión se define la posición de estos testigos, con altura aproximada de 1.5 m sobre el nivel de banqueta.
- Se localizan los sitios donde ubicarán los testigos; las zonas seleccionadas se limpian y aplanan con mortero.
- En los sitios elegidos se marcan cuadros de 7 x 7 cm y se pintan de blanco.
- Con la ayuda del nivel de precisión se marca el eje horizontal de los testigos refiriéndolo a un banco de nivel profundo.
- Se pintan de rojo los triángulos de las referencias y se marcan la clave de identificación.

Procedimiento de medición

El transito que se utilice deberá tener plomada óptica de centrado y precisión de 15 seg.; las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato. Es indispensable que se compruebe frecuentemente el ajuste del eje vertical del aparato. El nivel topográfico deberá de ser de precisión con un radio de curvatura de 20 m y amplificación de 25 diámetros. Las nivelaciones serán diferenciales, con el aparato nivelado equidistante a los puntos de medición y lecturas máximas a 100 m, utilizando estadales con nivel de burbuja y graduados en milímetros; las mediciones se efectuaran cuando la reverberación sea mínima.

Los desplazamientos horizontales se registraran con la ayuda de un tránsito y una regla metálica, colocándola en cada una de las ranuras de las cabezas de los tornillos, deslizándola horizontalmente hasta que la mira coincida con las líneas de colimación (figura 7.21). En la escala posterior de la regla, el cadenero medirá el desplazamiento horizontal entre la marca del perno y la mira; la medición se realizará con aproximación de ± 0.5 mm.

Los desplazamientos verticales se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos, tanto superficiales como de muros. La precisión de las nivelaciones deberá ser de 1 a 2 mm en 100 m de distancia. El ajuste del aparato deberá verificarse semanalmente. Los puntos de liga deberán ser confiables; para señalarlos conviene utilizar pernos con cabeza semiesférica.

La supervisión de las mediciones se apoyará en una brigada de topografía, que ratificara selectivamente las mediciones particularmente cuando se detecten desplazamientos importantes.

Información obtenida

Después de colocadas las referencias y antes de iniciar la excavación, deberán tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definirán el origen de las mediciones desplazamiento - tiempo.

Evolución de desplazamientos.- Desde el inicio de la excavación se tomarán lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias, anotando los datos en hojas de registro que incluyan el calculo de desplazamiento. Es necesario que los cálculos de desplazamiento se realicen el mismo día en que se tomen las lecturas, para contar oportunamente con la información del control de la obra. La frecuencia con que se deben efectuar las mediciones será diaria durante la ejecución de la excavación y cada tercer día al termino de la misma.

7.6.2 Compactación.

Para efectuar el relleno de las zapatas y contratraves de cimentación, será importante llevar acabo un control adecuado en la colocación y compactación de estos rellenos mediante calas volumétricas.

Es conveniente además para prevenir asentamientos en estos rellenos, compactar por capas en espesores que no excedan de 20 cm, utilizando pisones o bailarinas de compactación.

7.6.3 Referencias en la estructura.

De acuerdo con el reglamento de construcción para el Distrito Federal, es obligatorio realizar todas las mediciones necesarias para saber si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daños a la propia estructura, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.

En las edificaciones con peso unitario mayor de 5 ton/m^2 o que requieren una excavación de más de 2.5 m de profundidad (como es el caso de interés), será obligatorio efectuar nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación, quincenales durante la construcción de la estructura y mensualmente una vez terminada esta durante los primeros meses. Posteriormente las nivelaciones se harán semestralmente por un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de la cimentación. Después de este periodo, las nivelaciones se harán cada cinco años por lo menos o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

Las nivelaciones en referencias en cimentación deberán traslaparse por cierto periodo con las referencias de planta baja para no perder continuidad y confiabilidad en los registros.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES.

La ingeniería civil aplicada al diseño de cimentaciones y sistemas de contención para alojar la excavación de las estructuras proyectadas constituye un campo en el que el buen juicio del ingeniero juega un papel importante tanto en la ejecución e interpretación de los estudios geotécnicos como en la aplicación de métodos y teorías empleados en los procesos de cálculo.

La realización de este trabajo permitió corroborar esta visión. Aun los lineamientos establecidos por el reglamento de construcciones exigen que el panorama de su empleo no se remitan al solo uso directo de fórmulas y expresiones, sino que debe haber un complemento amplio basado en las observaciones y experiencias de casos similares al de estudio.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación y el procedimiento constructivo de la excavación que alojará al edificio de oficinas que se proyecta construir en los predios ubicados en la calle Montes Urales Nos. 465, 505 y 515, de la Colonia Lomas de Chapultepec, Delegación Miguel Hidalgo, D.F., se realizó un estudio de mecánica de suelos consistente en muestreo y exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

Los resultados de la exploración, muestreo y pruebas de laboratorio en el sitio de interés pusieron de manifiesto las propiedades de los depósitos característicos de la Zona de Lomas: alta capacidad de carga, a veces estratigrafía regular, a veces irregular y hasta lenticular.

En base a las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado, además tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, se estableció que la alternativa de cimentación más adecuada será a base de zapatas aisladas con contrarribes de rigidización para las columnas y zapatas corridas para los muros, ambas desplantadas a 2 m de profundidad con respecto al nivel máximo de excavación, considerando una capacidad de carga de 90 ton/m^2 para las zapatas aisladas y 67 ton/m^2 para las zapatas corridas. Con objeto de darle rapidez y seguridad a la excavación que alojará a los sótanos cuyo nivel será a 17.71 m con respecto a la calle de Montes Urales la excavación se realizara dejando taludes verticales, retenidos y confinados por unas losas de concreto lanzado fijadas a través de anclas de fricción únicamente en zonas críticas.

La experiencia indica que la calidad mas alta y más detallada conectada a investigaciones requieren de una etapa planificadora de muchos proyectos de anclaje que permitan su construcción y diseño.

Si el desempeño confiable está para ser mantenidos, una evaluación técnica de los sistemas de anclaje es requerido por el ingeniero practico, asegurando ambos, la seguridad y el desempeño.

Aunque millones de anclajes se han instalado exitosamente para trabajos temporales y permanentes, el desarrollo de técnicas de anclaje ha sido dramático sobre el paso de los últimos cuarenta años. Con una ausencia de fracasos serios, con la confianza hay una base fuerte sobre la que los especialistas de anclaje puedan construir y expandir su mercado. No hay sala para la complacencia sin embargo, los ingenieros deben aplicar rigurosamente altas normas y mucho desarrollo de campo permanece para ser abordado.

Es conveniente insistir nuevamente en el control que debe llevarse sobre el comportamiento de la cimentación y de la excavación, a fin de corregir o evitar posibles fallas que pudieran presentarse si este fuera el caso.

Por último, el anterior trabajo puede servir de base para proyectos con características similares y como una guía de consulta para estudiantes y profesores de ingeniería.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFÍA.

- Sociedad de Mecánica de Suelos, "El subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México", Simposio, México, 1978.
- Sociedad de Mecánica de Suelos, "Cimentaciones en Áreas Urbanas de México", V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, 1970.
- Mooser Taméz, et. Al., "Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México", COVITUR, 1986.
- Marzal Raúl J. y Mazari Marcos, "El Subsuelo de la Ciudad de México", Publicación 505, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1987. 1984.
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos. Vols. I y II", Segunda edición, LIMUSA, México, 1984.
- Peck, Hanson y Thornburn, "Ingeniería de Cimentaciones", Segunda edición LIMUSA, México, 1989.
- Comisión Federal de Electricidad, "Manual de Diseño de Obras Civiles" Vol. B.2.1 Exploración y Muestreo de Suelos. C. F. E., México 1981.
- Comisión Federal de Electricidad, "Manual de Diseño de Obras Civiles" Vol. B.2.2 Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos., C. F. E., México, 1981.
- Facultad de Ingeniería, "Diseño y Construcción de Cimentaciones", Vols. I y II, notas de curso, UNAM, México, 1990.

- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, "Generación, Propagación y Efectos de Temblores", Memorias del Simposio Interdisciplinario, México, 1987.
- Departamento del Distrito Federal, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Primera edición, México, 1987.
- Departamento del Distrito Federal, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones", México, 1987.
- T. F. Ryan "Concreto Lanzado" Publicaciones IMCYC - LIMUSA.
- Stuart Littlejohn, "Soil Anchorages", University of Bradford, Bradford, England. Simposio Internacional de Anclajes, México, 1993.