

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

" TRES DECADAS DE ORGULLOSA EXCELENCIA" 1971 - 2001

DEL 12 AL 23 DE MARZO DEL 2001

FECHA	DIA	TEMA	PROFESOR
12/03/01	LUNES 17:00 A 21:00	INTRODUCCIÓN, ESTUDIOS PREVIOS; GEOLOGÍA, EXPLORACIÓN Y MUESTREO	M. EN I. HUGO HAAZ MORA
13/03/01	MARTES 17:00 A 21:00	PUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO; PROPIEDADES INDICE Y MECANICAS	DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
14/03/01	MIÉRCOLES 17:00 A 21:00	CLASIFICACION DE CIMENTACIONES: ANALISIS DE DEFORMACIONES IMEDIATAS Y DIFERIDAS	M. EN I. HECTOR SANGUINES GARCIA
15/03/01	JUEVES 17:00A 21:00	CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS	M. EN I. CARMELINO ZEA CONSTANTINO
16/03/01	VIERNES 17:00 A 21:00	DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES DE ACUERDO CON EL RCDF.	DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
19/03/01	LUNES 17:00 A 21:00	INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA; ESTATICA Y DINAMICA	M. EN I. AGUSTÍN DEMENECHI COLINA
20/03/01	MARTES 17:00 A 21:00	DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	ING RAUL GRANADOS GRANADOS
21/03/01	MIÉRCOLES 17:00 A 21:00	DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	ING. GERMAN LOPEZ RINCÓN
22/03/01	JUEVES 17:00 A 21:00	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	ING. LUIS BERNARDO RODRÍGUEZ
23/03/01	VIERNES 17:00 A 21:00	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**INTRODUCCIÓN, CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y
ZONIFICACION GEOTECNICA**

**EXPOSITOR: M. EN I. HUGO S. HAAZ MORA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

ANEXO No. I

CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y ZONIFICACION GEOTECNICA

CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la Línea 7. En cuanto a zonas del lago y de transición, la exploración del suelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y saturación de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

1

Generalidades

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

1.1

Marco geológico general

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig 1). El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces café y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que

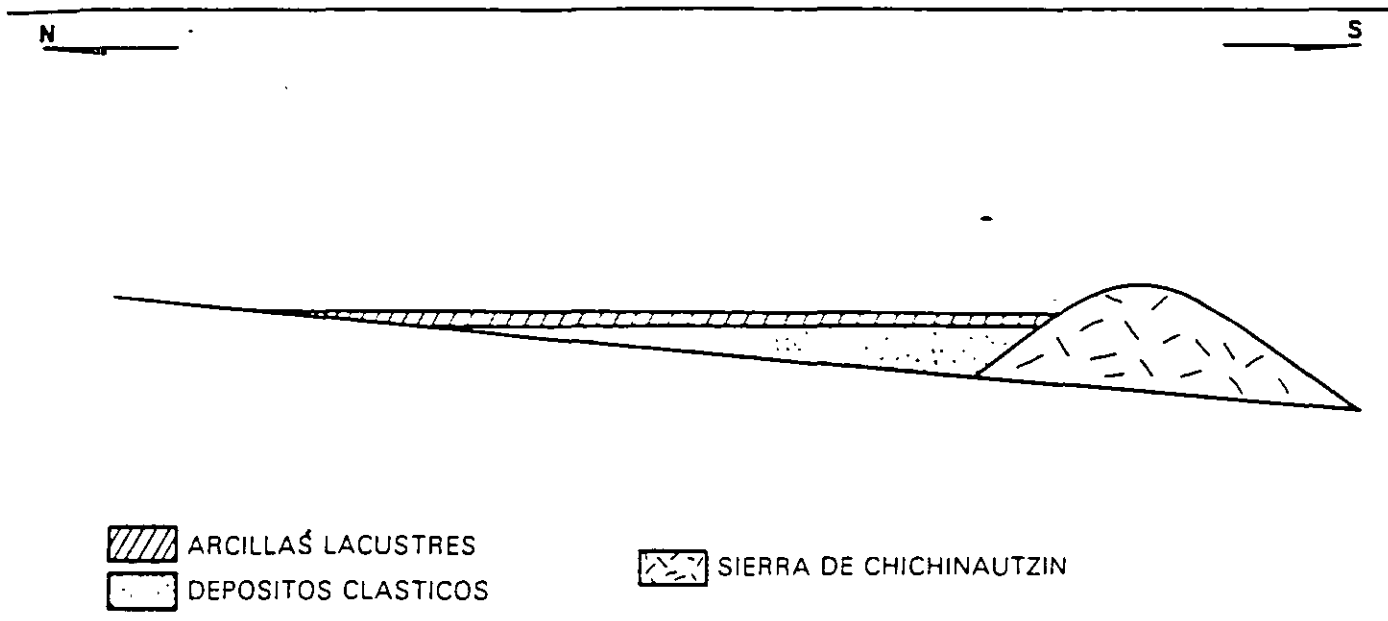


Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transnacionales (figs 2 y 3), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la Urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo

a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcanicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.

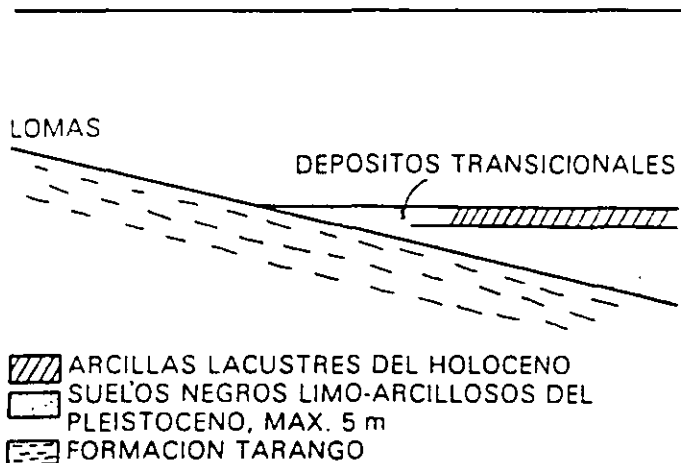


Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial

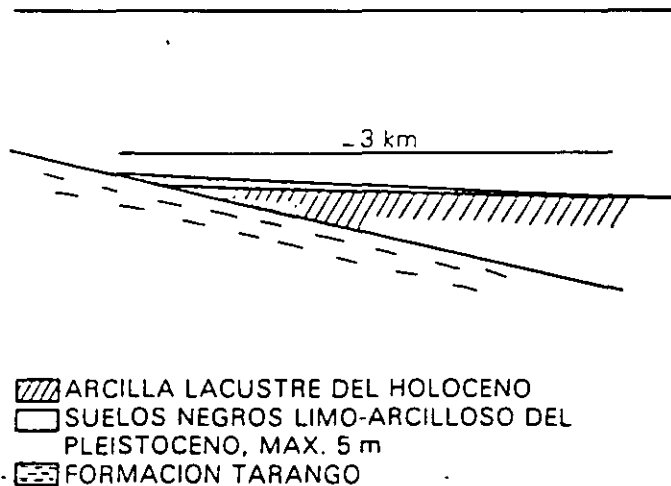


Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

1.2

Marco paleoclimático

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación, que afectó a toda la Tierra hace dos millones de años, aún se desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a frios, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (fig. 4), cuando se inició la primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

Siguió un tercer periodo glacial (Illinois), para el cual se han podido determinar dos avances separados por un periodo con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100 000 a 80 000 años; se le conoce como el Tercer Interglacial o Sangamon en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación, caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado; terminó hace 10 000 años aproximadamente. Es entonces que principió el Holoceno o Reciente, periodo climático moderado, tendiente a caliente, o sea el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la fig. 4.

Investigaciones recientes (ref. 1) han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en

roca atribuidas exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (Illinois Inferior). Aún más, arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del Illinois Superior.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como productos de erosión glacial. Representan estas tres barrancas avances del Illinois Tardío, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al Tercer Interglacial, o sea el Sangamon.

Hay que señalar que todas las manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo Interglacial o sea el Yarmouth. Este horizonte indicador paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

Años antes de hoy	
10 ⁴	Holoceno - Reciente
80-10x10 ³	4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances
100-80x10 ³	3er. Interglacial Sangamon
300-100x10 ³	3a. Glaciación: Illinois 2 avances
400-400x10 ³	Gran Interglacial Yarmouth
?	2a. Glaciación: Kansas
?	1er. Interglacial
~ 900x10 ³	1a. Glaciación: Nebraska

Fig 4 Periodos glaciales e interglaciales

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo —llamado loess— en el lago, se hidrata fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

1.3 Marco vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catalina con su hilera de conos escoriales juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Ángel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Formación Lomas.

Entre sus erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel hará 170 000 años, es decir, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias, avanzando a distancias de hasta 20 km del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Ángel.

Así como se produjeron lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo), arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinoi Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en Las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del Sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshuelos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshuelos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de Las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

1.4 Estratigrafía general

a) Depósitos del lago. Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evaporación y transpiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago, si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

El lago central nunca fue profundo; de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente en el quiebre morfológico y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciares que bajaron en el Illinoís Inferior hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición

c) Depósitos de Las Lomas. En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas, y
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

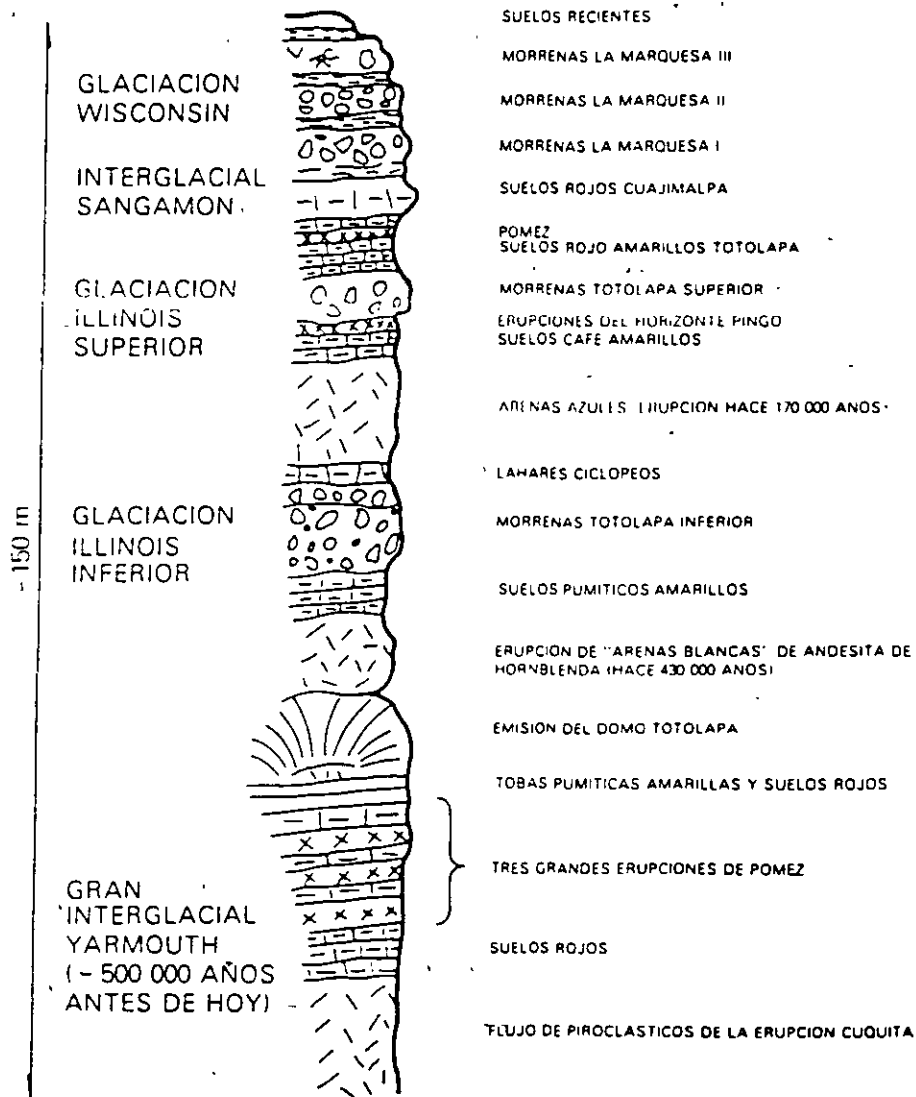


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

2

Depósitos del lago

2.1

Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago, alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

2.2

Evolución de las propiedades mecánicas

a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaran una

zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia.

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.
- La construcción de estructuras.

c) Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

2.3

Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de

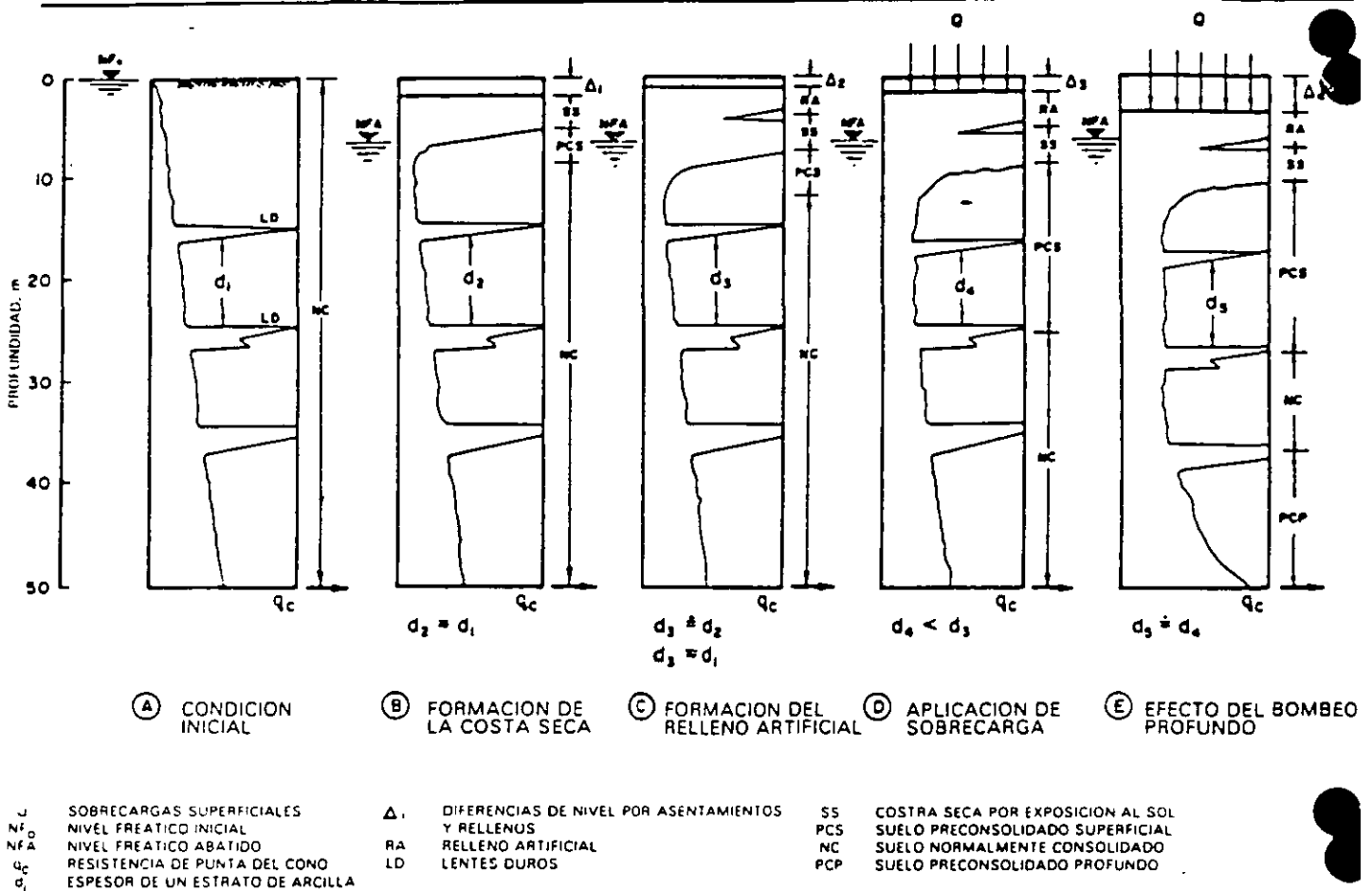


Fig 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.

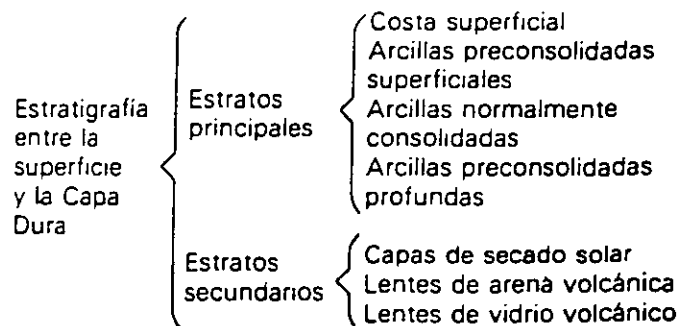
Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

Costra seca (SS). Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo

profundo, estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como **estratos secundarios**. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

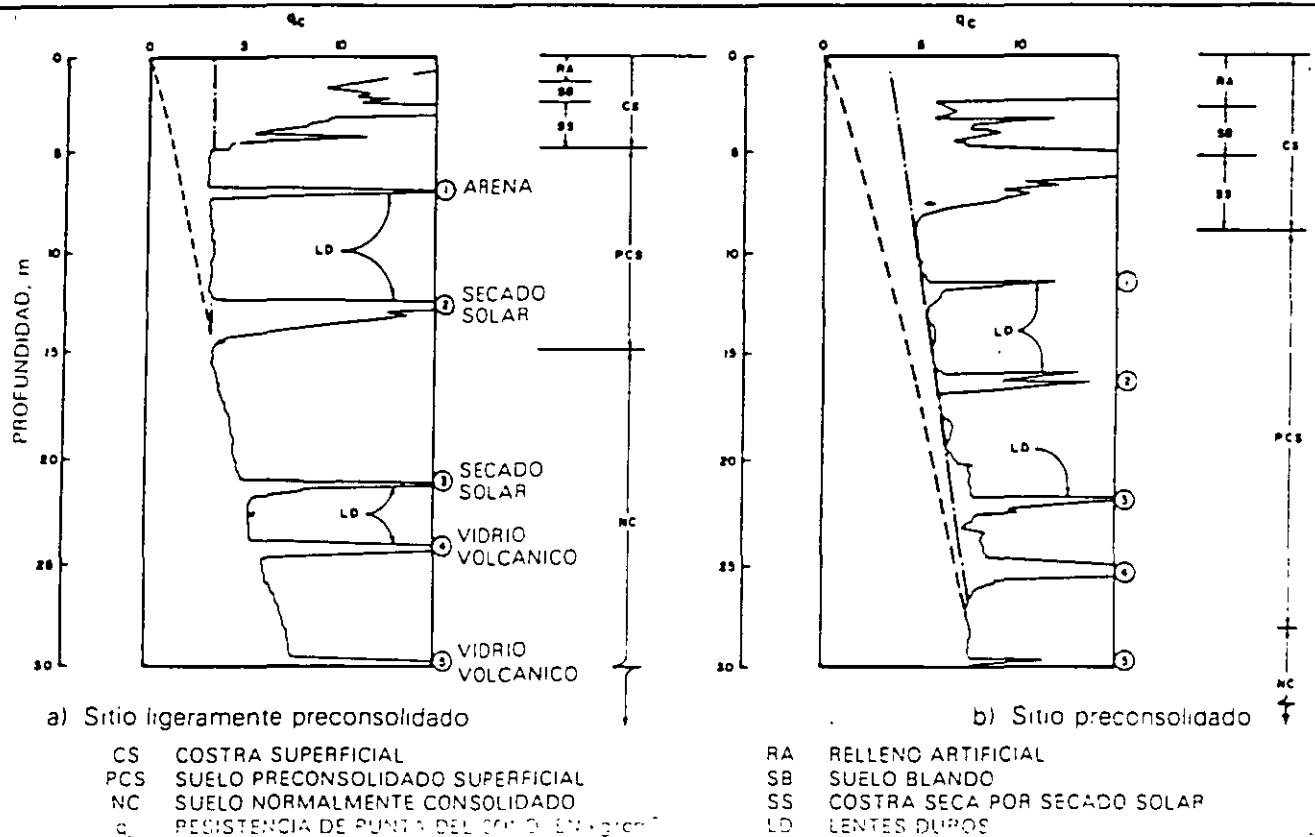


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo indicados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aun estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

c) Capa Dura. La Capa Dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con

una cementación muy heterogénea, su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon.

d) Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior, el espesor de este estrato es de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

e) Depósitos profundos. Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

.3
Depósitos
de transición

3.1
Características generales

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos; así, se generaron dos tipos de transiciones, interestratificada y abrupta; ambas condiciones se describen a continuación.

.3.2
Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreos fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (figs 2 y 3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica, así, cuando los glaciares en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una **zona de transición interestratificada cambiante y ancha** al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura, depósitos cáoticos glaciales, laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig 10).

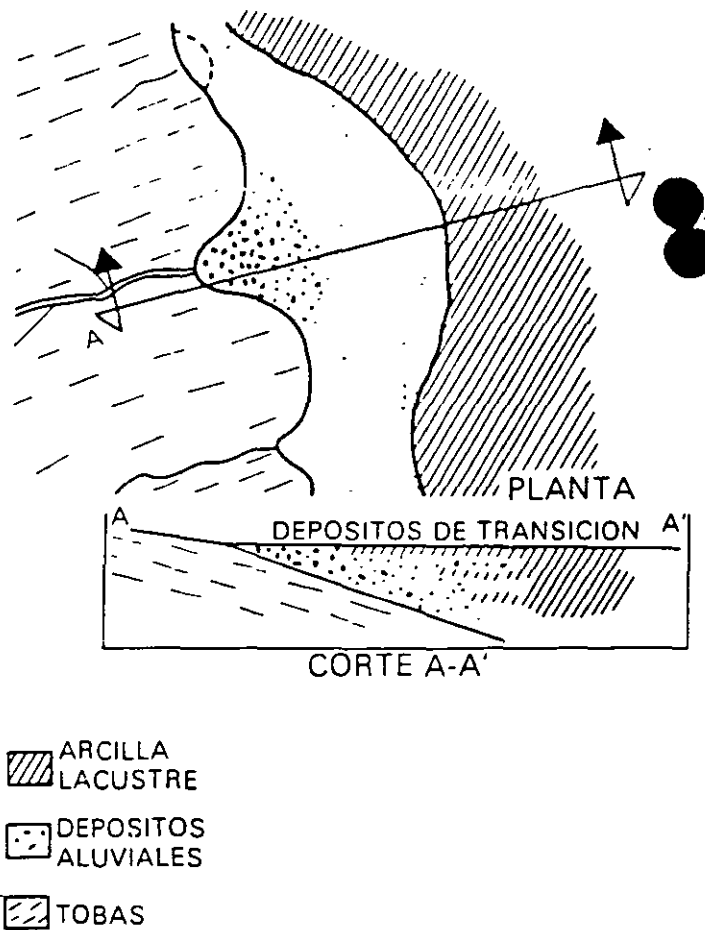


Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 3 km al oriente formando las riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

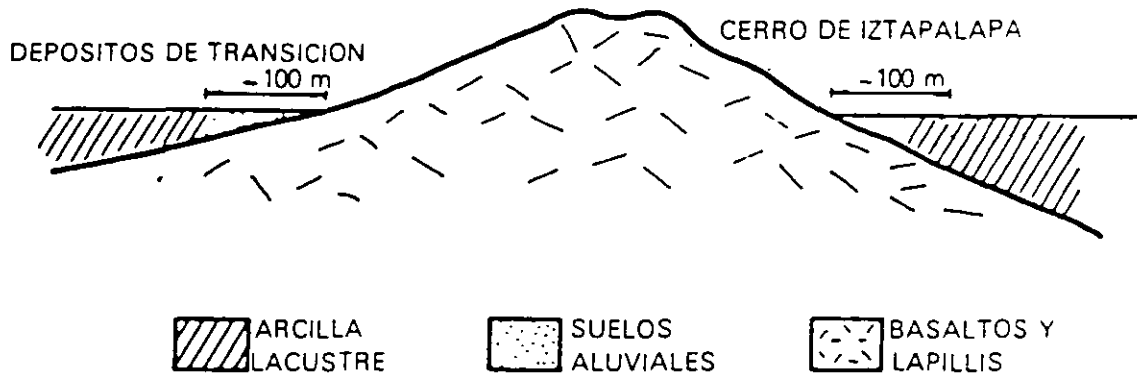


Fig 11 Transición interestratificada angosta

3.3 Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (fig 12). Esta transición abrupta se

presenta en el Peñón de los Baños, el peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

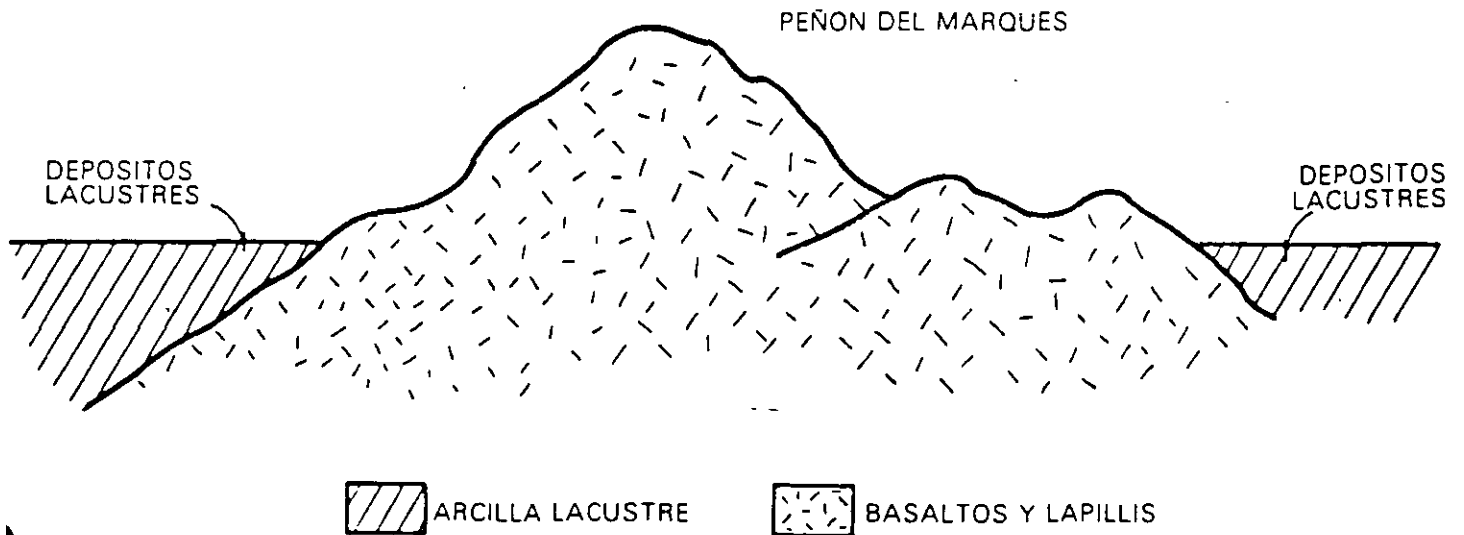


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 13.

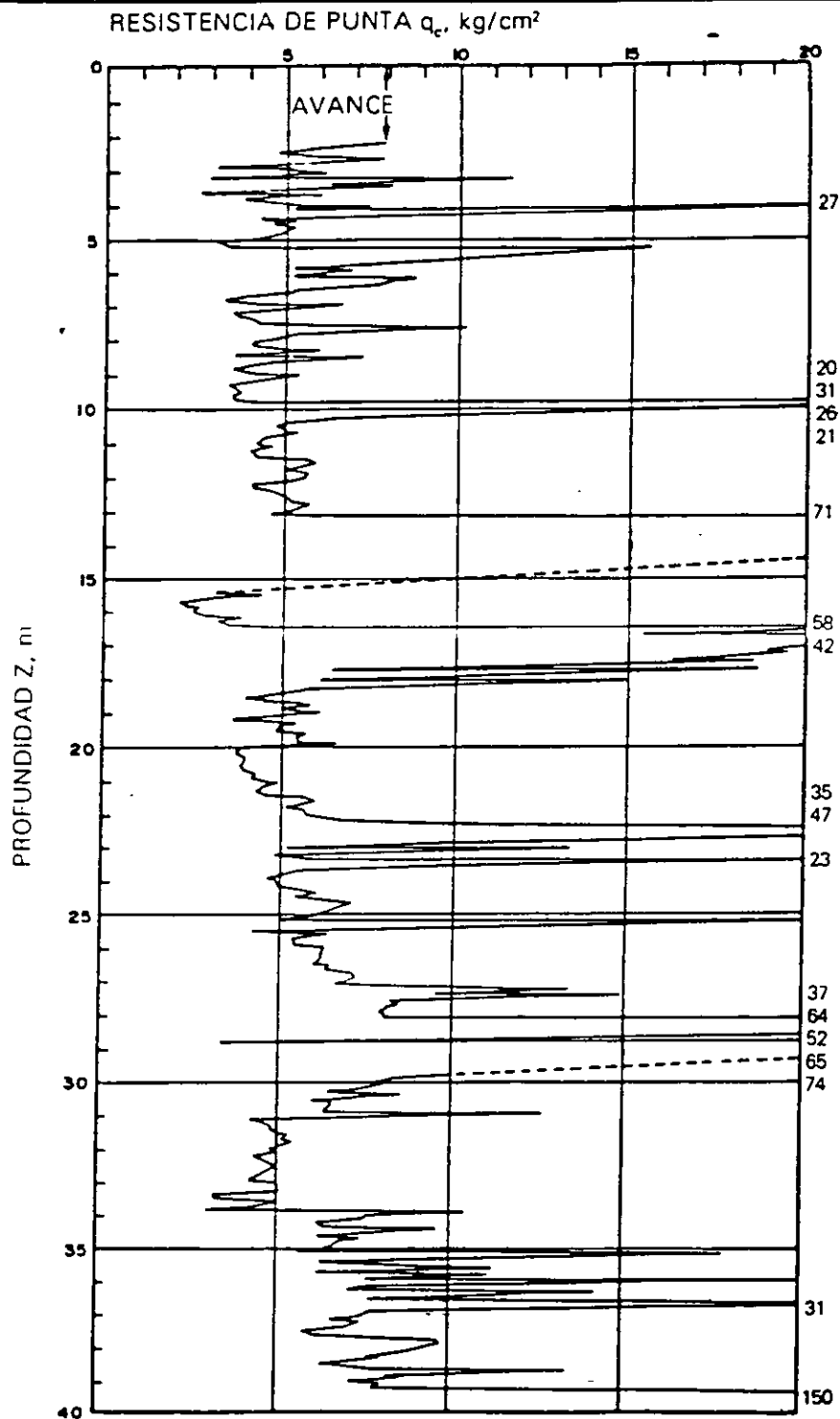


Fig 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

4

Depósitos de lomas

4.1

Características generales

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW, en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvio-glaciales más antiguos.

4.2

Zona poniente

a) Sierra de las Cruces. Está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno Inferior) y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Horizontes de cenizas volcánicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

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.

Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia, las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Depósitos glaciales. Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

Depósitos fluvio-glaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial, se distinguen por su ligera estratificación.

Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación ciástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

b) Pedregal del Xitle. Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos importantes valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltépetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (fig 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

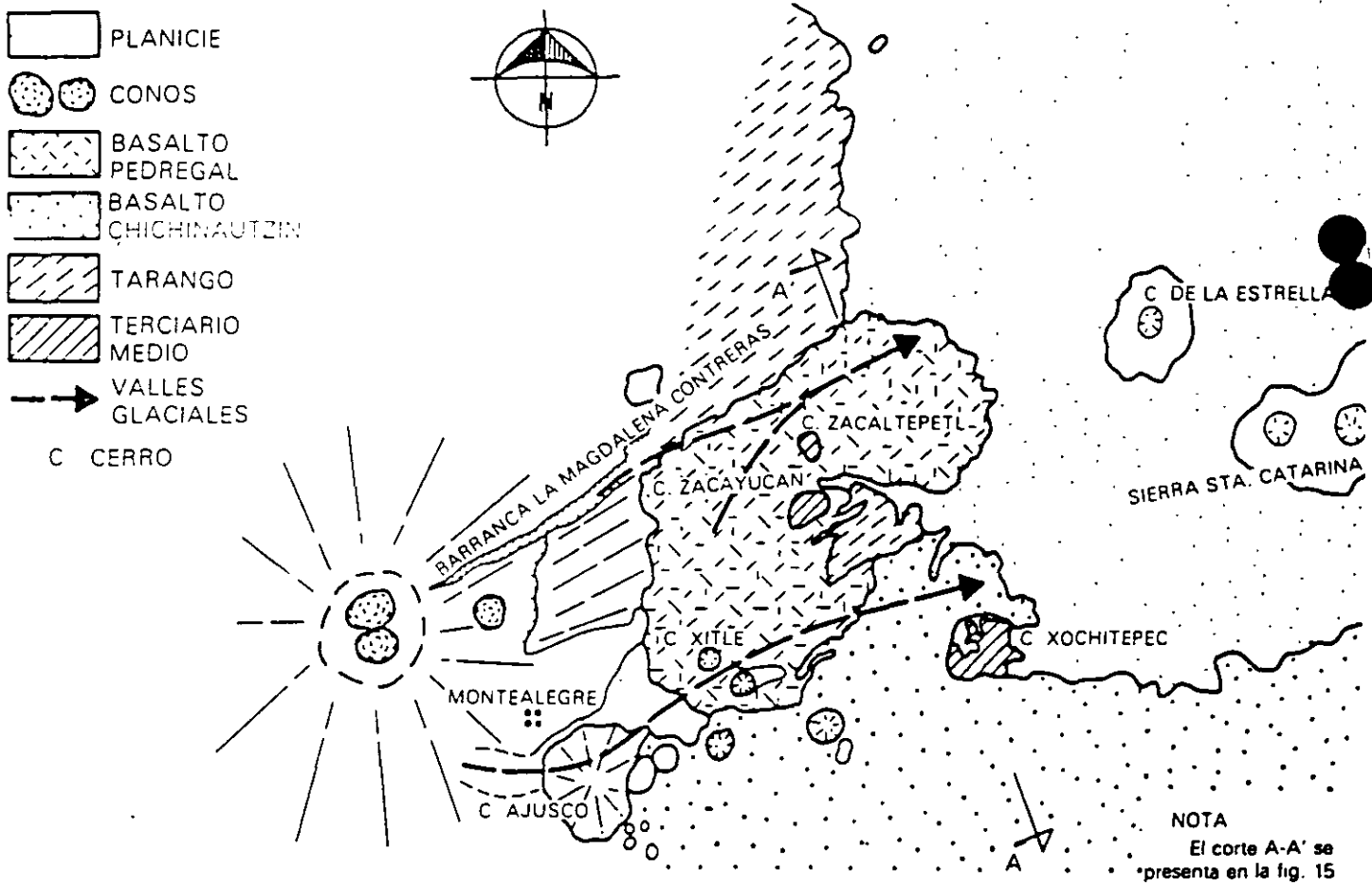


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su cabecera en Monte Alegre. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de La Magdalena Contreras hasta las partes bajas de la antigua planicie lacustre, acercándose a lo que hoy es San Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico de la fig. 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

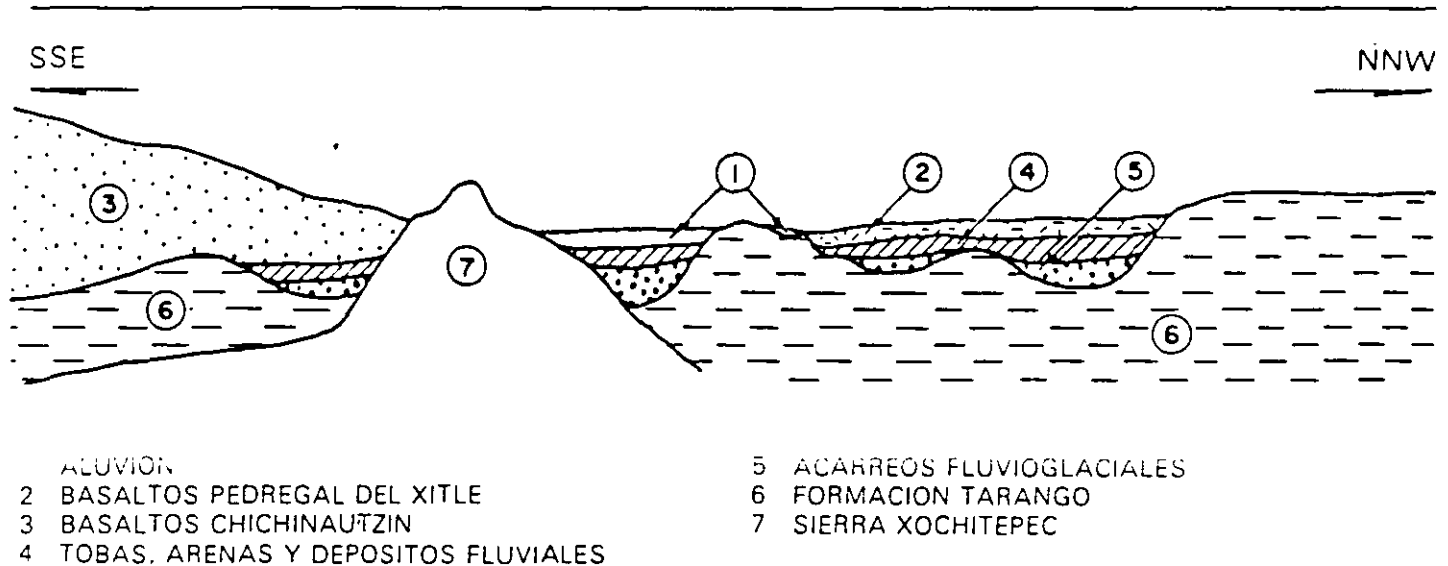


Fig. 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig. 14)

4.3

Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe, se integra principalmente por rocas volcánicas ~~basálticas~~ andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Tepeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtepac, en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones más altas de la sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Padres.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe remonta al Mioceno Medio; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y coincidiendo en dirección con el alineamiento de la sierra

de Santa Catarina, afecta a la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Plioceno Superior y Pleistoceno.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte, de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig 16 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 (ref 3). Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea; así podrán identificarse las alternativas de solución factible a estudiar durante el diseño definitivo
- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea.

1. Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 17), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes. a) el espesor y propiedades de la costra superficial, y b) la consolidación inducida en cada sitio.

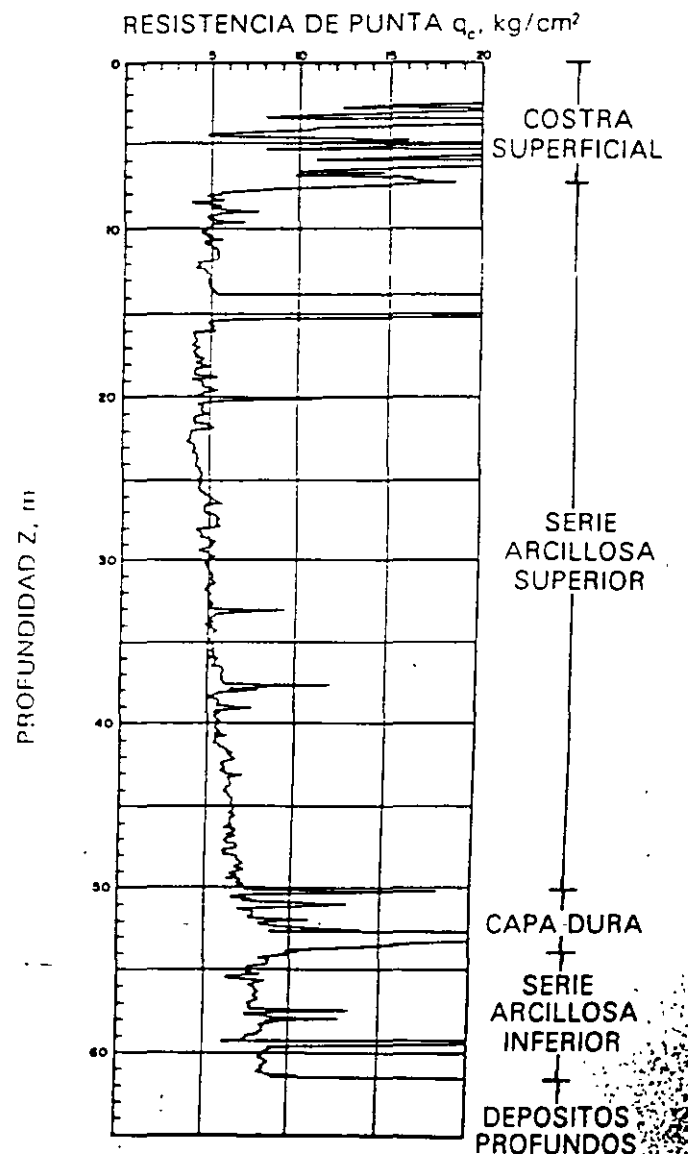


Fig 17 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago

1.1
Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación, sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig 18; en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos

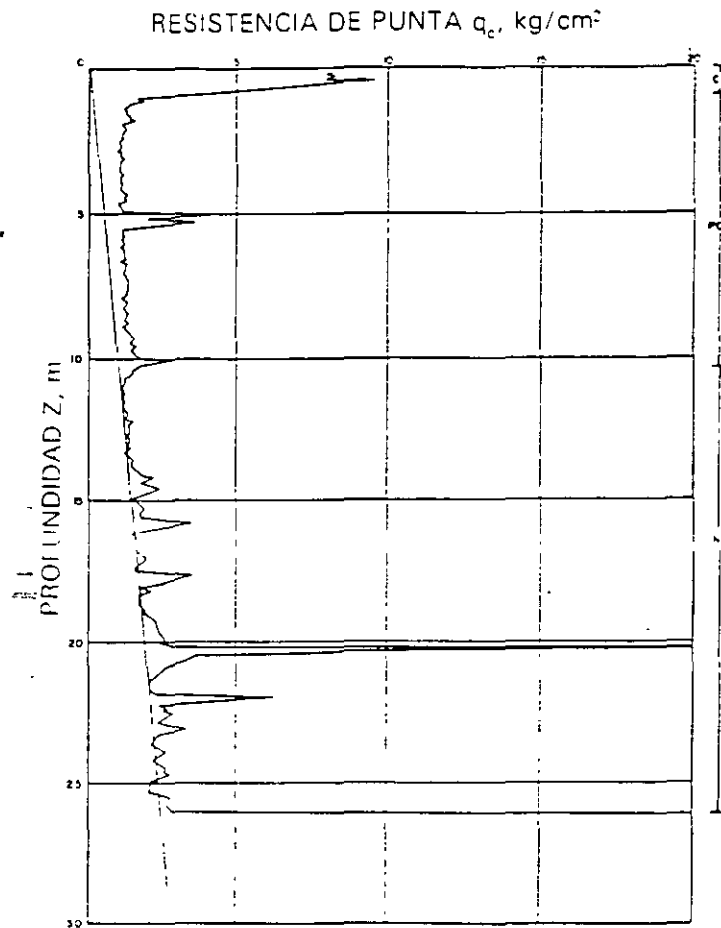


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	3.8 a 4.0	1.15	0.5 a 1.0	—
Capa dura**	1 a 2	—	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	—

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

1.2
Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig. 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig. 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas

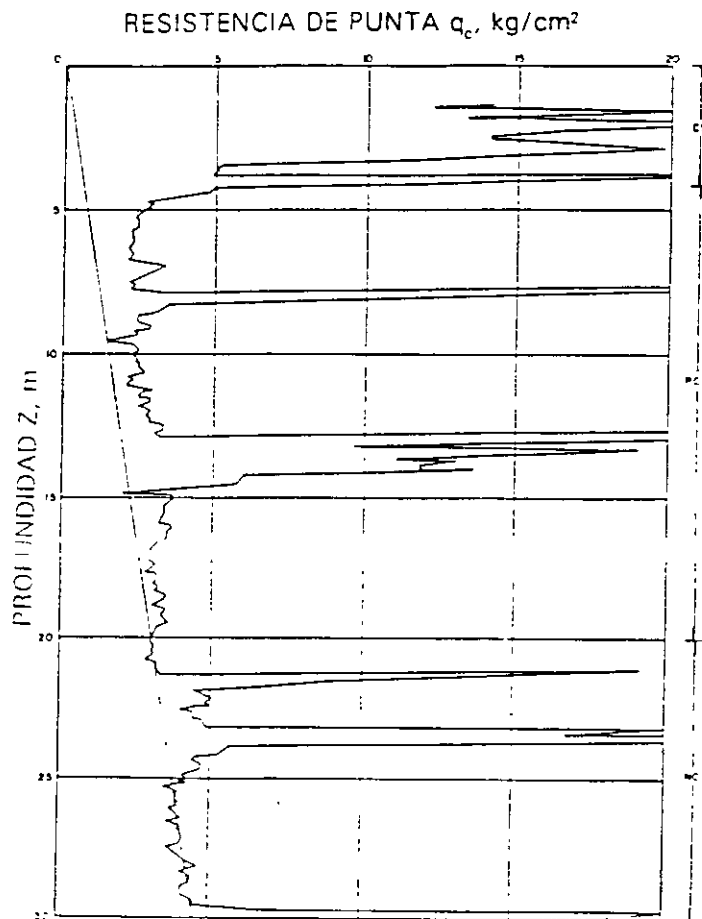


Fig. 19 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m.	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	—
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 26
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	—

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

1.3

Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

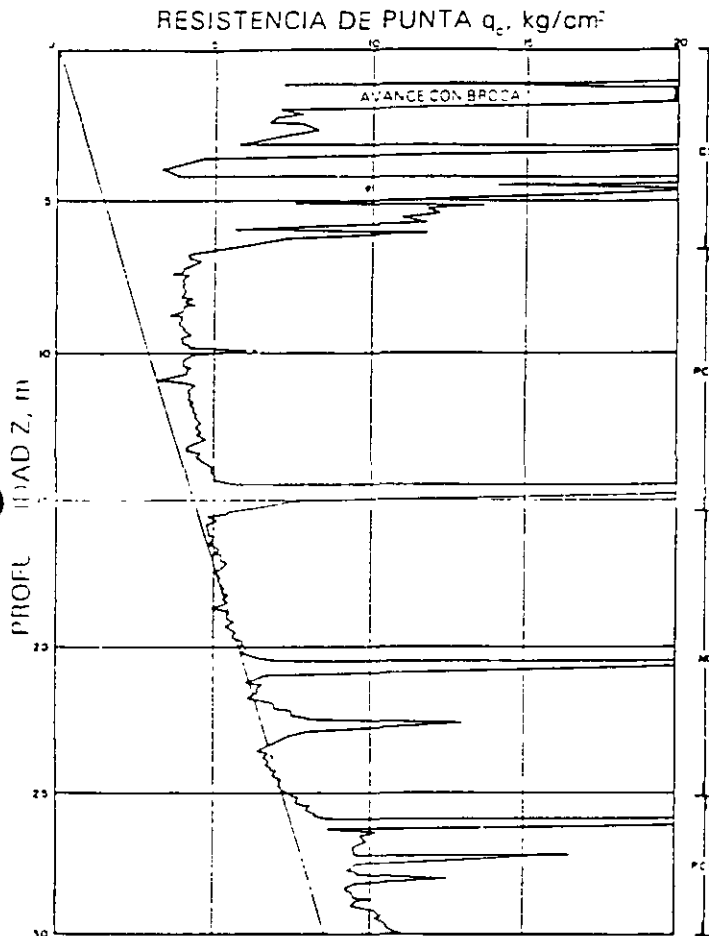


Fig 20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

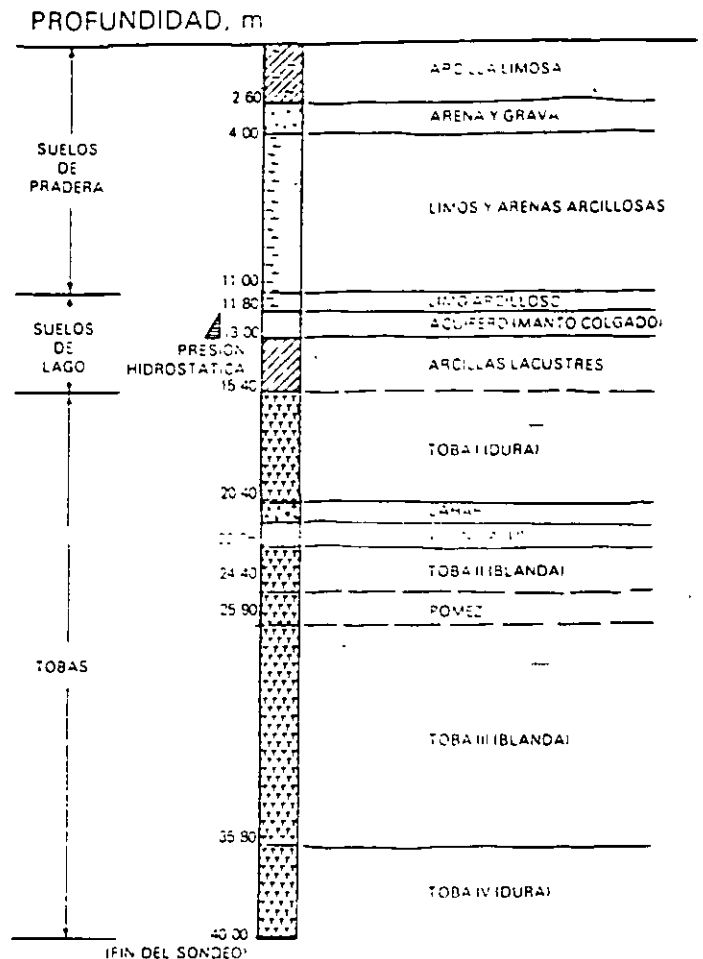


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	—
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	—

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

2.1 Interestratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a Las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos, se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación.

a) **Transición Alta** Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados, la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la distancia a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig. 21).

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig. 22).

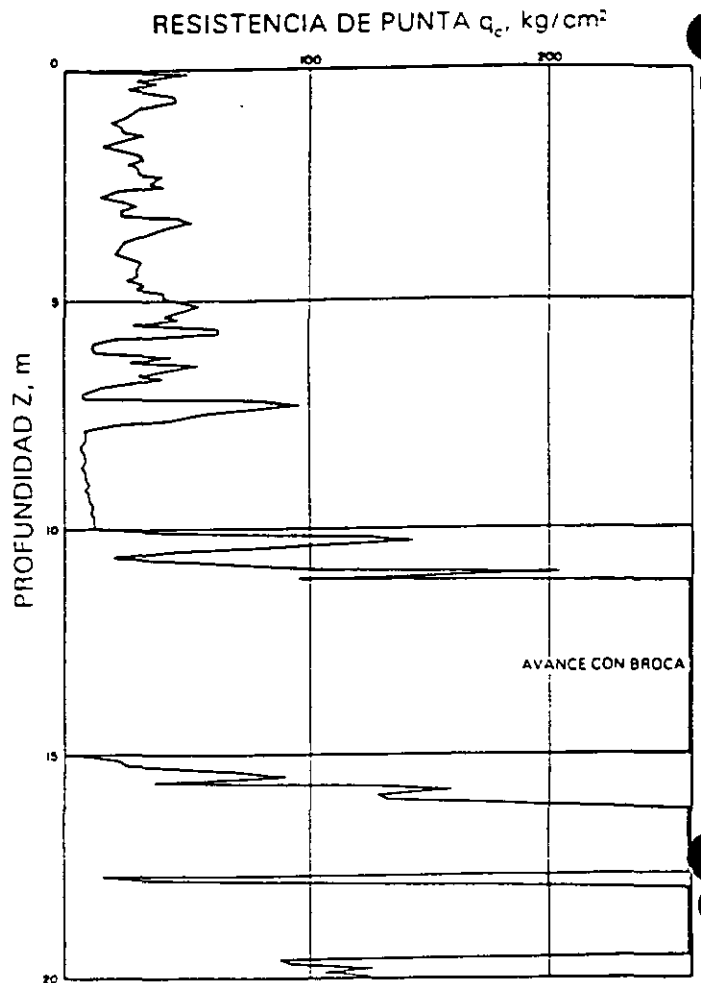


Fig. 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	δ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blancos	4 a 6	1.3	5	0

* En orden de aparición a partir de la superficie

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona del Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos coigados.

En la fig. 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

2.2

Abrupta cercana a los cerros

Es la transición entre la zona del lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

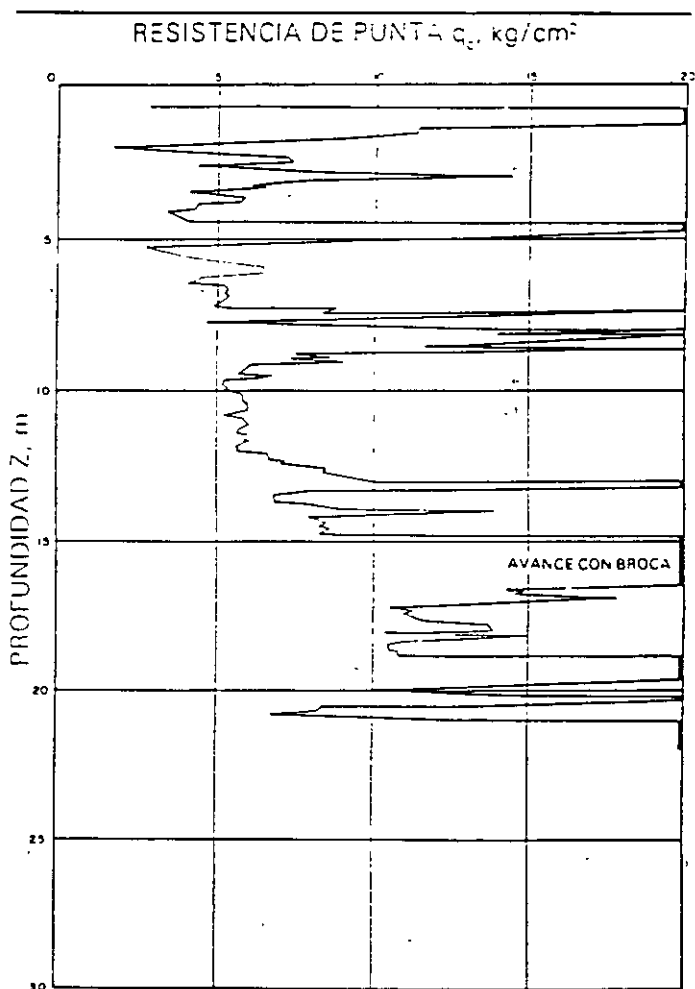


Fig. 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

Zona de Lomas

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas
- Capas de erupciones pumíticas.
- Lahares
 - Avalanchas ardientes.
 - Depósitos glaciales
- Depósitos fluvio-glaciales
- Depósitos fluviales.
- Suelos

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona: por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables, estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidas a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes

Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvio-glaciales. Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle (fig 16), formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

ANEXO No. II

MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO EN SUELOS

17.
18.
19.

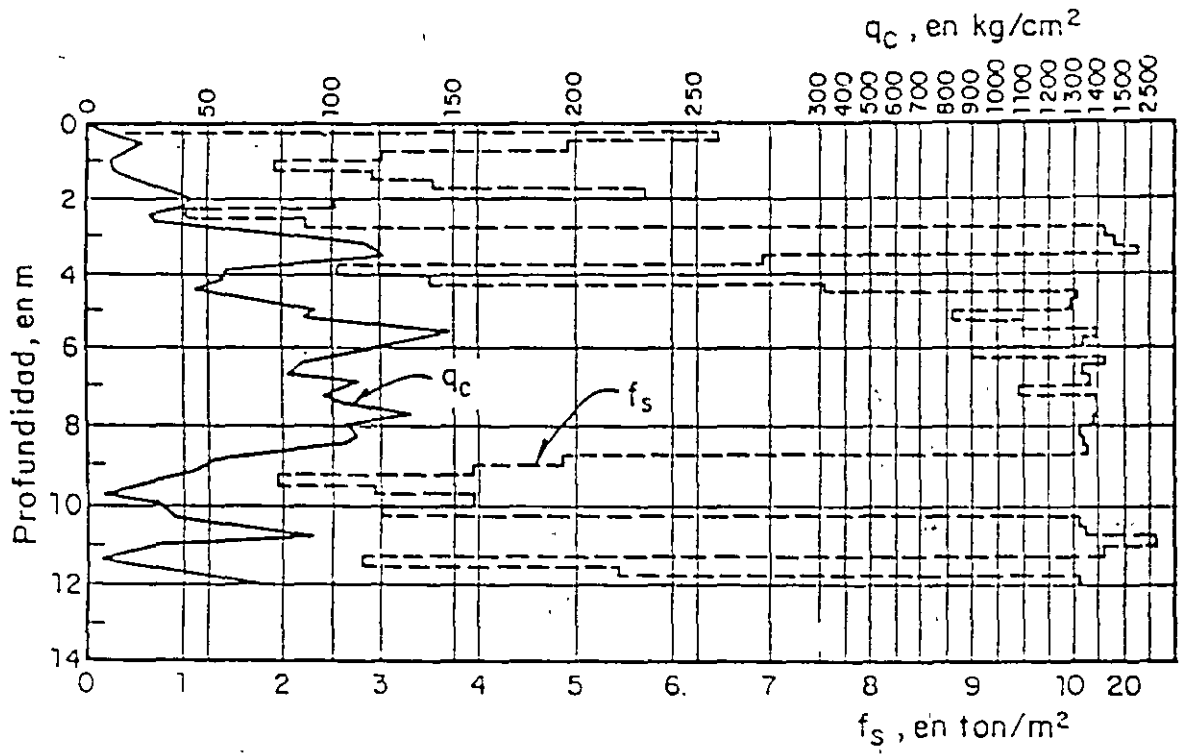


FIG.III.3. Representación gráfica de una prueba de penetración estática

TABLA III. 1 Comparación entre las variaciones de q_c y de f_s

	Decrece	Constante	Crece
D e c r e c e	Transición entre dos capas diferentes, la inferior de menor resistencia	No ocurre	Una grava de boleto empujado por el cono ha quedado acuñado contra la funda deslizante
C o n s t a n t e	Una grava de diámetro mayor que del cono ha sido empujada por este en un estrato cohesivo blando o granular suelto	Suelo homogéneo que puede ser clasificado usando la fig. III. 4	No ocurre
C r e c e	Una grava de diámetro mayor que el del cono ha sido empujado por este en un estrato cohesivo de consistencia media o granular denso	El penetrómetro está en roca blanda o en estrato duro que no puede ser penetrado	Estrato cuya resistencia aumenta con la profundidad o cuya resistencia última no ha sido alcanzada

OPERACIÓN

El penetrómetro se hincó empujándolo con las barras exteriores, hasta colocarlo en la profundidad en que se hará una prueba; en esta condición se cierra el penetrómetro, $d = 0$ (fig. III.1.a); después se empuja con las barras centrales para penetrar con el cono la carrera completa de 4 cm (fig. III.1.b) con esta operación se determina la fuerza q_c necesaria para hincar el cono solo. Al final de este movimiento el tope de la tubería hace contacto con la funda deslizante y al continuar el hincado, otros 4 cm, se arrastra a la funda deslizante; la nueva fuerza que se mide R_t , corresponde a la resistencia de punta q_c más la fuerza de fricción f_s que desarrolla la funda.

REGISTRO DE DATOS

El registro de datos para esta prueba se presenta en la fig. III.2. Para el cálculo de los esfuerzos q_c y f_s se utilizarán las siguientes expresiones:

$$R_t - Q_c = F_s$$

La fuerza axial con que se hincó este penetrómetro se genera con un gato hidráulico, que puede empujar solo a la tubería interior o la exterior o simultáneamente ambas. La magnitud de

PRUEBA DE PENETRACION CONO HOLANDES OBRA:	SONDEO		NIV FREAT.	HOJA
	LOCAL	Z=	MAQUINA	FECHA
	X=	Y=	OPERADOR:	SUPERVISOR

Prof (m)	Monómetros (kg/cm ²)			Esfuerzos kg/cm ²		Observaciones
	Cono	Funda	Conjunto	q _c	f _s	

NOTAS	

FIG.III.2. Registro de penetración con cono

la fuerza axial se determina midiendo la presión del fluido hidráulico. En los modelos mas recientes de este aparato se mide la fuerza aplicada con mayor precisión, usando celdas de carga con deformímetros eléctricos colocadas atrás del cono y de la funda deslizante. Las cargas que pueden aplicarse varían entre 2 y 20 ton. dependiendo del tamaño del sistema de carga axial.

1.2 PENETRACIÓN DINÁMICA (PENETRACIÓN ESTÁNDAR)

La prueba de penetración estándar se puede utilizar en cualquier tipo de suelo fino hasta arenas arriba y abajo del nivel freático. En los suelos con gravas aisladas puede operar confiablemente, si el contenido de grava es alto o existen boleos, o trozos de roca, no se debe utilizar.

Con esta técnica se rescatan muestras alternadas de los suelos y con el número de golpes con que se hinca el penetrómetro, indirectamente se mide la resistencia al corte del suelo

Esta prueba se utiliza en la etapa de exploración preliminar o como complemento de exploraciones definitivas o en combinación con muestreos inalterados.

El muestreador o penetrómetro estándar es un tubo de pared gruesa de dimensiones especificadas, que se hinca a percusión con energía también especificada

1.2.1 CARACTERÍSTICAS

Este muestreador consiste de un tubo grueso, partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado; en la fig. II.3 se muestra el penetrómetro con las dimensiones que debe satisfacer (estrictamente). La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite, durante el hincado, aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador, y cae por peso propio durante la extracción del muestreador, para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra; una variante de esta válvula, es el utilizar la esfera con varilla, mostrada en la fig II.3

El tubo generalmente está partido longitudinalmente, para recuperar fácilmente la muestra; otra solución, poco recomendable, consiste en un tubo sólido con funda de polietileno delgado. La zapata de acero endurecido es una pieza de consumo que debe sustituirse cuando pierde las dimensiones especificadas. Opcionalmente el penetrómetro estándar puede tener trampa en forma de canastilla para retener muestras de suelo arenoso (fig. II.3).

El equipo auxiliar para el hincado consiste de una masa golpeadora de 64 kg. con caída libre guiada de 75 cm. que impacta a una pieza yunque integrada a la columna de barras de perforación, el diámetro de éstas últimas se elige de acuerdo con la profundidad, como se indica en la tabla II.1

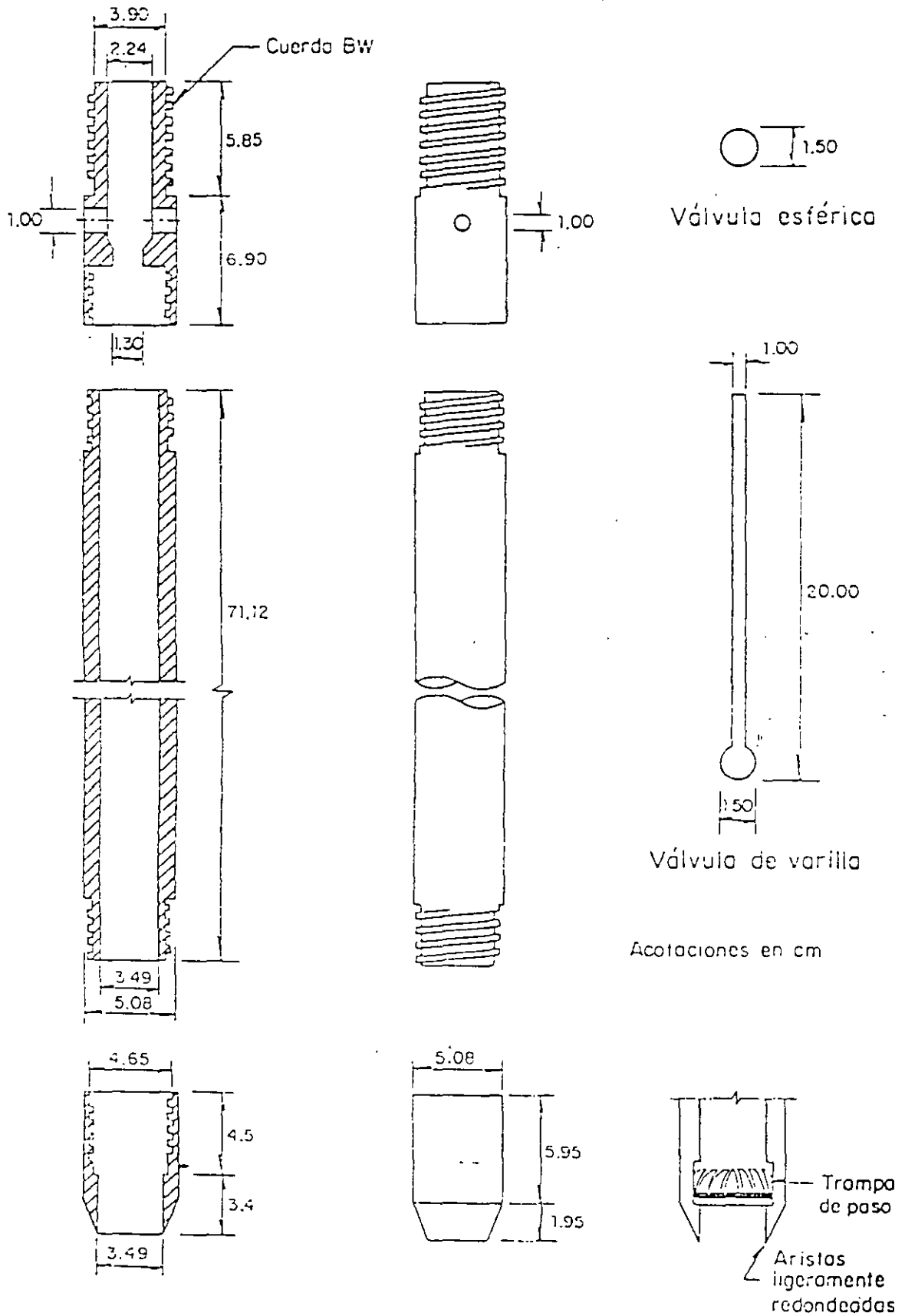


FIG.11.3. Penetrómetro estándar

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEC	M-14	NIV. FREAT..	HOJA.
	LOCALIZACION.	X:	MAQUINA.	FECHA.
	Y:		A	3-Jul-75
	Z:		OPERADOR.	SUPERVISOR.
			F. Ortiz	Ing Silva

Prof. en m ó ft	Clasificación SUCS	Mues tra No.	N (SPT)			Muestreo		Ademe m	Horo
			1 15cm	2 15cm	3 15cm	Pre sión	Rec		
	CL café	F-1	10	15	25	—	—	8:30	
	CL café con grava	F-2	10	20	30/4		—	9:00	
	CH arenosa gris	TS-1	—	—	—		20/30	10:00 (1)	
	CH " "	F-3	10	35	35		—	10:30	
	CH " "	TR-2	—	—	—		30/30	11:10 (2)	
	SW fina gris	F-4	5	10	15		—	11:50 (3)	
	✓	F-5	5	20	30	—	—	12:10	
	✓	F-6	5	25	35	—	—	12:40 (4)	
	CL café	F-7	5	10	20		50	13:00	
	CL ✓	TR-3	—	—	—		20/30	13:20	
		TR-4	—	—	—			13:30 (5)	
		F-8L							

NOTAS	1) la CH empieza a los 15'
	2) la parte inferior del TR-2 es SW
	3) la SW empieza a 29', se perdió el agua de perforación
	4) se tiene azoite y se decidió poner ademe
	5) se perdió la muestra, probablemente era arena

FIG.III.6. Registro de campo

TABLA II. 1 Barra recomendable para la prueba de penetración estándar

Profundidad del sondeo en m.	Barra recomendable	Diámetro exterior en cm.	Peso, en kg/m
15	AW	4.44	6.53
10 - 30	BW	5.40	6.23

1.2.2 REGISTRO DE DATOS.

Para la prueba de penetración estándar, se llena el registro de campo de la fig. III.6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 para simplificar su presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y que pueden ayudar en la interpretación del sondeo. dos columnas quedarán en blanco: la de presión, que no tiene significado en este caso, y la de recuperación (rec) que no proporciona información de interés con este muestreador.

CORRELACIONES DE N EN SUELOS COHESIVOS

La resistencia a la penetración N se correlaciona empíricamente con la consistencia y resistencia a la compresión simple q_u de los suelos cohesivos con la ayuda de la fig III 8.

CORRELACIONES DE N EN SUELOS GRANULARES:

La resistencia a la penetración N se correlaciona con la compacidad relativa (C_r) y ángulo ϕ de los suelos granulares, tomando en cuenta la influencia del esfuerzo vertical efectivo (δ_{vo}) como se muestra en la figura III.9. En esta gráfica el par de valores (N, σ_{vo}) define un punto y su proyección, según una recta de la familia de la gráfica, proporciona la correlación mencionada.

	35		85	
Suelta		Medio	Densa	Muy densa
Φ	30		40	

Valores tentativos de Φ para arena media uniforme (Sp_m) como suelo típico

El valor de σ_{vo} se puede estimar con la expresión:

$$\bar{\sigma}_{vo} = \gamma \sec \alpha h_1 + \gamma'$$

h_1 profundidad del nivel freático, en m

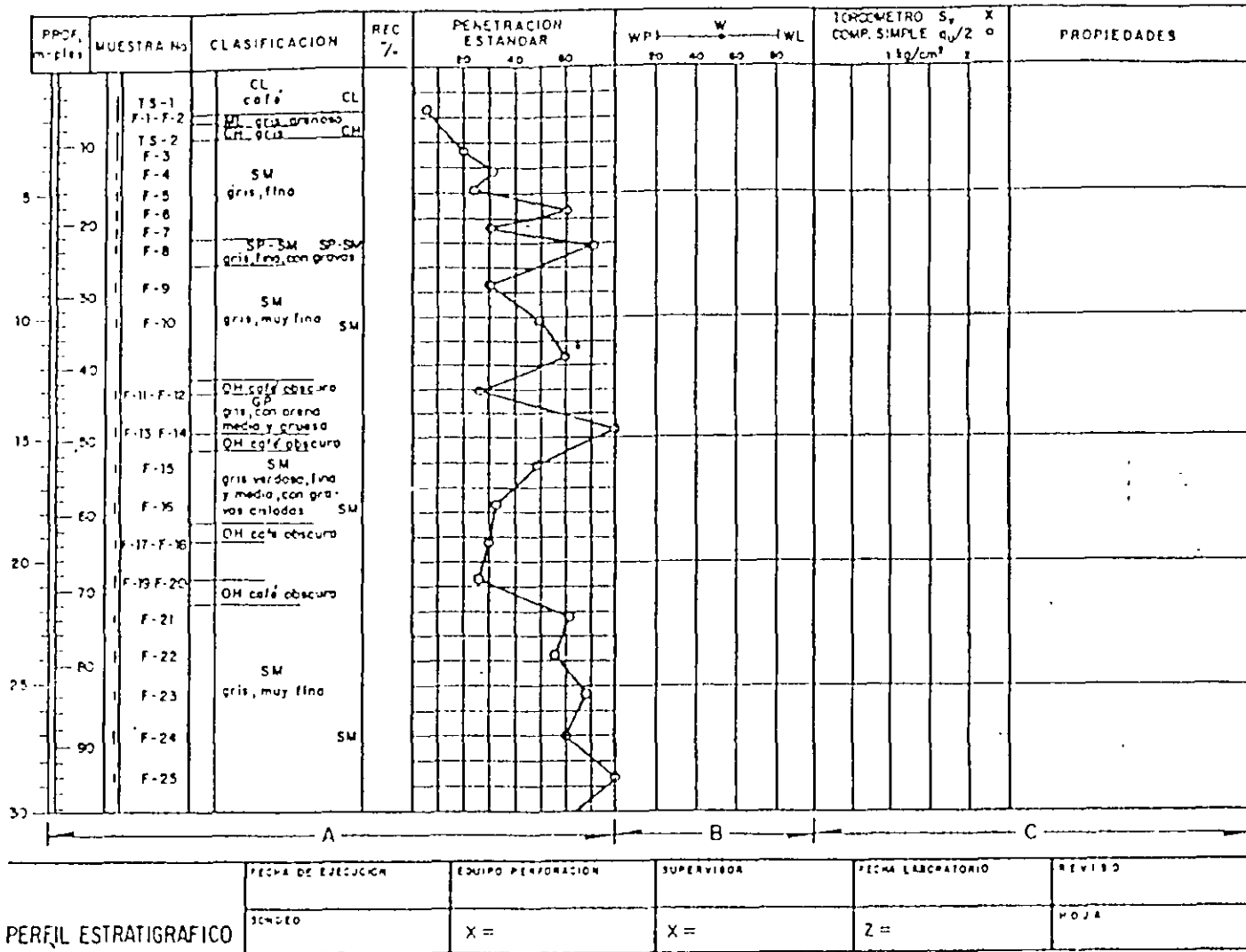
$h_1 + h_2$ profundidad de la prueba, en m

γ seco peso volumétrico del material, arriba del nivel freático (1.5 ton/m³, valor aproximado)

γ' peso del material sumergido (0.9 ton/m³ valor aproximado)

Una correlación más simple, sin corrección por el esfuerzo vertical efectivo, se presenta en la tabla III.3 y que se recomienda solo para la interpretación preliminar de la prueba.

FIG. III.7. Representación gráfica de la penetración estándar



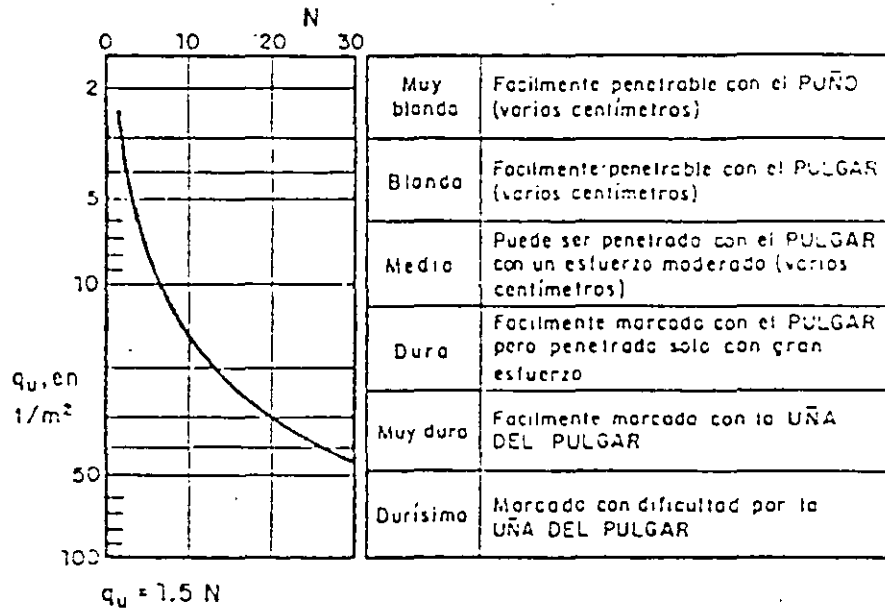


FIG.III.8. Correlación entre N , q_u y consistencia relativa

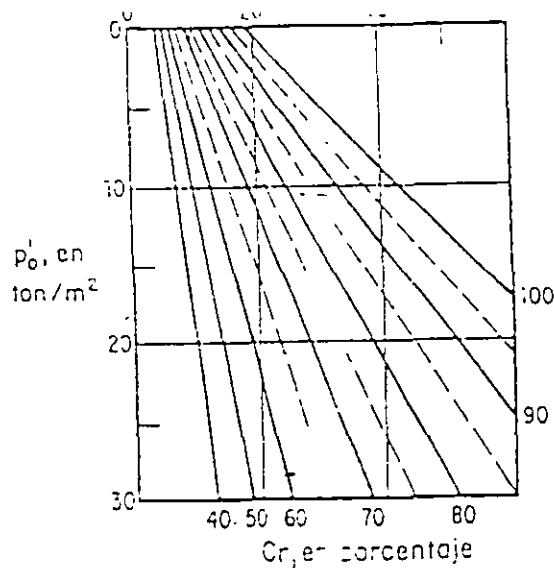


TABLA III. 3 Densidad relativa de arenas y el número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar

Número de golpes	Densidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> - 50	Muy densa

OPERACIÓN.

El penetrómetro estándar se hince 45 cm en el fondo de una perforación de 7.5 cm de diámetro mínimo, con la energía que proporciona el impacto de una masa de 64 kg, dejada caer libremente de 75 ± 1 cm de altura.

Durante la penetración se cuenta el número de golpes necesarios para hincar cada tramo de 15 cm: se define como resistencia a la penetración estándar, el número N de golpes para hincarlo en los últimos 30 cm (la suma de los golpes de los dos últimos tramos); si el penetrómetro no se puede hincar los 45 cm, cuando se han dado 50 golpes, se suspende la prueba y por extrapolación se deduce el número N 50.

PROCEDIMIENTOS DE MUESTREO.

Los procedimientos de muestreo son las técnicas que se aplican para obtener especímenes alterados o inalterados de diferentes profundidades del subsuelo, con los que posteriormente se realizan pruebas de laboratorio para conocer sus propiedades índices y mecánicas.

Muestras Alteradas Son muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y preparar especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas.

Muestras Inalteradas Son muestras cuyo acomodo estructural está relativamente inalterado, ya que necesariamente se inducen cambios de esfuerzo por su extracción y estos generan cambios volumétricos; estas muestras se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden, realizar pruebas índice y mecánicas.

2.1 MUESTREO ALTERADO.

MÉTODO MANUAL.

La obtención de muestras representativas alteradas de cualquier tipo de suelo localizado arriba o abajo del nivel freático puede hacerse con herramientas de mano, mediante pozos someros de pequeño diámetro, pozos excavados a cielo abierto, cortes o zanjas.

La limitación de este método radica en su lentitud y en que solo se pueden alcanzar, eficientemente, profundidades someras (menor de 10 m).

EQUIPO.

Cuando el muestreo se hace en perforaciones de pequeño diámetro (máximo 10 cm) se requieren herramientas manuales de perforación, como la pala posteadora y barreras helicoidales (fig. II.4).

Cuando el muestreo se hace en zanjas o pozos a cielo abierto se utilizan picos y palas para la excavación y espátulas para el muestreo.

Podría requerirse ademar las paredes de la excavación y contar con bombas para extraer el agua en sondeos que se lleven abajo del nivel freático.

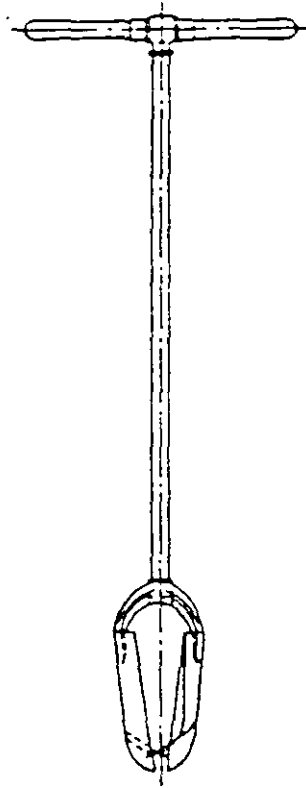
OPERACIÓN.

Las muestras que se pueden obtener en pozos hechos con herramientas de perforación manual, como pala posteadora o brocas helicoidales consiste en pequeños terrones que se rescatan a medida que progresa la excavación, estas muestras se conservaran en bolsas de polietileno o frascos de vidrio.

Las muestras que se obtengan de pozos a cielo abierto o zanjas podrán tomarse de la paredes y del fondo; debe eliminarse el material superficial contaminado y tomarse la muestra de suelo recién descubierto. El tamaño de la muestra está en función de las pruebas que se realizarán; para un sondeo convencional, las muestras deben ser de 0.5 kg.; para estudiar el suelo como material de préstamo se deben tomar muestras de 10 kg. de los estratos explotables o una muestra integral de 30 kg., obtenida de una ranura vertical lateral hecha en el pozo o corte; se elige el criterio de muestreo acorde al método de explotación del banco. Las muestras se colocaran en bolsas de polietileno

REGISTRO DE DATOS

Cuando se trate de pozos a cielo abierto se utilizara el registro anexo, fig. III.10.



a) Pala posteadora



b) Barrena helicoidal

FIG.II.4. Herramienta manual de perforación



Cuando se trate de pozos a cielo abierto se utilizará el registro anexo, III.10.



SONDEO POZO A CIELO ABIERTO	OBRA		SONDEO.	HOJA.
	LOCAL	Z:	NIV. FREAT..	FECHA
	X:	Y:	OPERADOR.	SUPERVISOR

Prof. m	Corte		Muestra	Clasificación SUCS	Ademe	Observaciones
	N-S	E-W				

NOTAS	

NI : Muestra inalterada CLAVE

F : Muestra alterada en frasco  Arcilla  Grava

B : Muestra alterada en bolsa  Limo  Orgánico



 Arenas  Nivel freático

FIG.III.10 Registro de pozo a cielo abierto

2.2 MUESTREO INALTERADO.

MÉTODO MANUAL

La obtención manual de muestras inalteradas, permite obtener las muestras con la menor alteración posible, puede aplicarse en los suelos finos; en los granulares se puede solo en aquellos que tengan un contenido de finos que les impongan una pequeña cohesión.

La limitación de este método radica también en su lentitud y que solo se puede utilizar en profundidades someras (menor de 10m).

Consiste en labrar con herramientas de mano muestras cúbicas de 30 cm de lado; con este método se pueden obtener muestras que conserven el acomodo estructural de las partículas del suelo. El acceso al sitio de donde se obtengan puede ser pozos a cielo abierto, cortes o zanjas.

Las muestras se protegen con un forro de manta de cielo impregnada de parafina y brea

EQUIPO.

Para el labrado de muestras de suelos blandos se requieren espátulas, para los duros un cincel ancho y un martillo ligero. Para la protección de las muestras manta de cielo, brochas y parafina con brea y una estufa portátil.

OPERACIÓN.

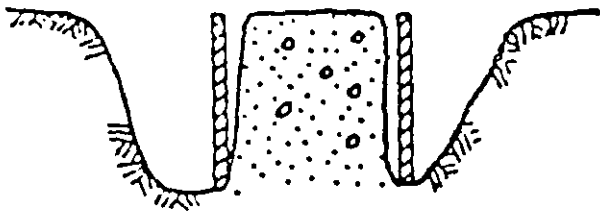
Se limpia y enrasa una superficie horizontal de 50 cm de diámetro, en cuyo centro se marca un cuadro de 30 m de lado, se le coloca encima manta de cielo que se impregna de parafina con brea caliente, aplicándola con la brocha; enseguida se labran pozos de los lados verticales y se protegen con manta y parafina con brea, se continúan con los dos lados y se protegen también; después se corta la superficie base de la muestra; si el suelo es muy blando, conviene hacer esto antes de hacer el corte, colocar una caja protectora (fig. III.11); después de cortar la muestra se voltea y se protege también con manta y parafina con brea. Los vértices de las muestras se refuerzan con cintas de manta impregnadas de parafina.

TUBO DE PARED DELGADA.

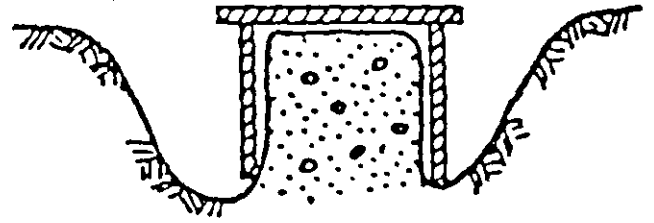
Este muestreador es el más utilizado para obtener muestras inalteradas de suelos fino blandos semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático

El diámetro mínimo aceptable para este muestreador es de 7.5 cm.

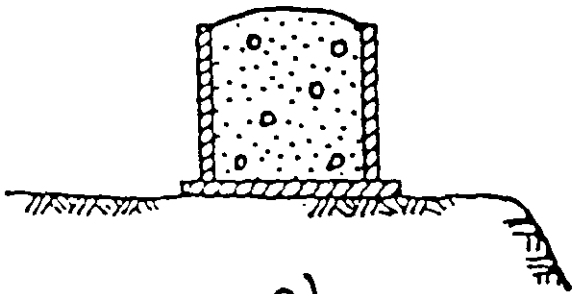
El tubo de pared delgada o Shelby es un tubo liso afilado, usualmente de 7.5 a 10 cm de diámetro, que se inca a presión para obtener muestras relativamente inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.



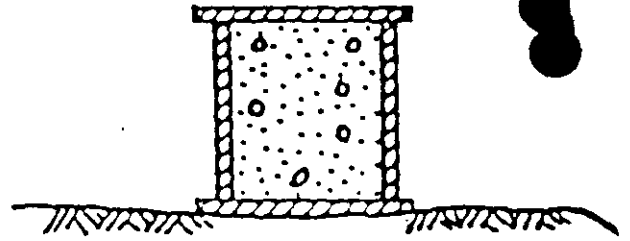
a)



b)

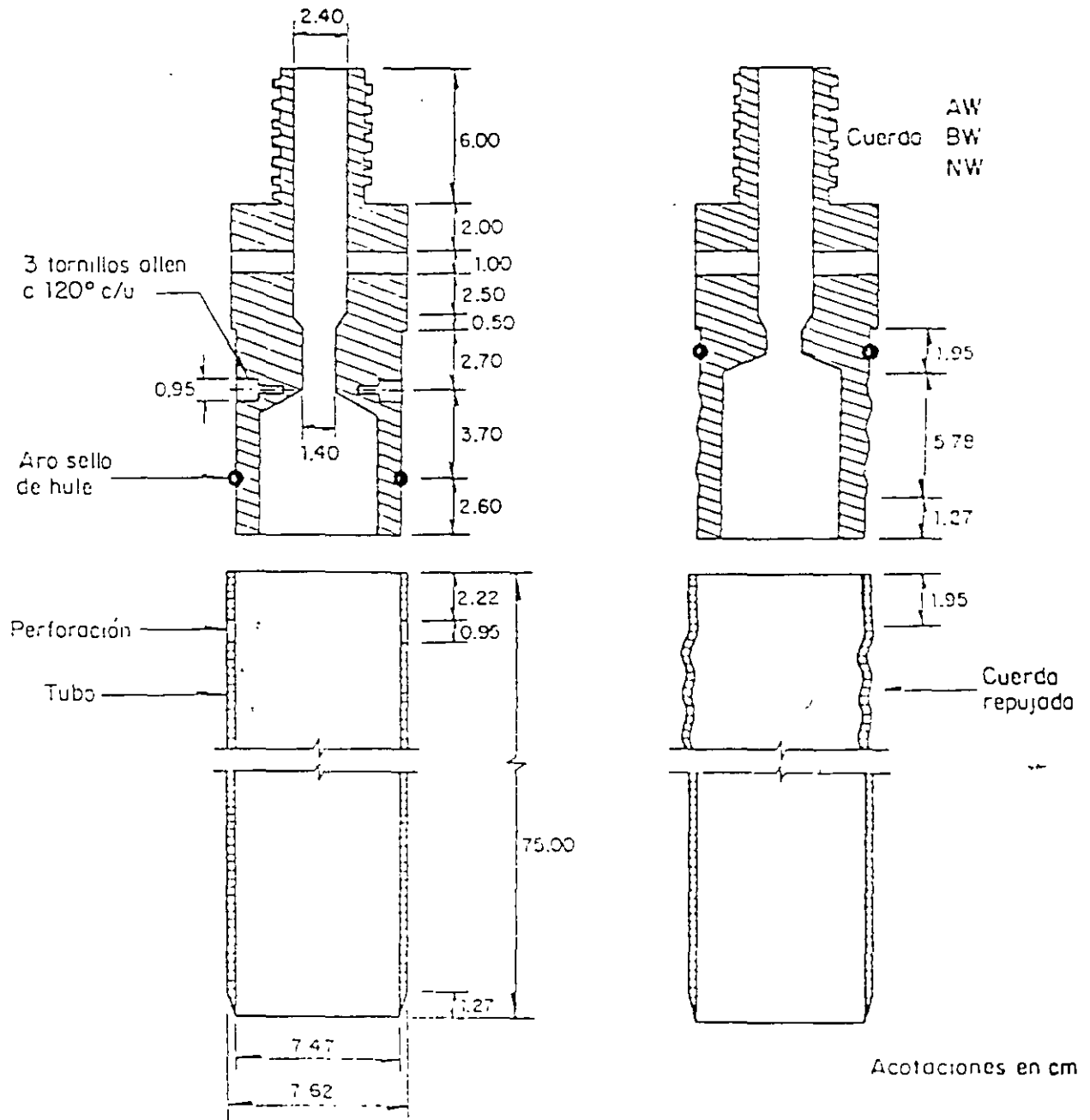


c)



d)

FIG.III.11 Procedimiento de obtención de muestras cubicas



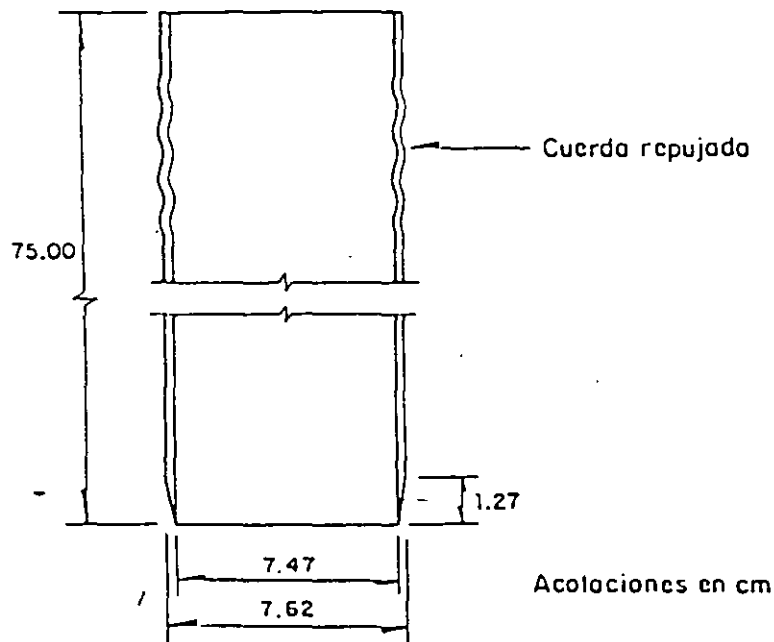
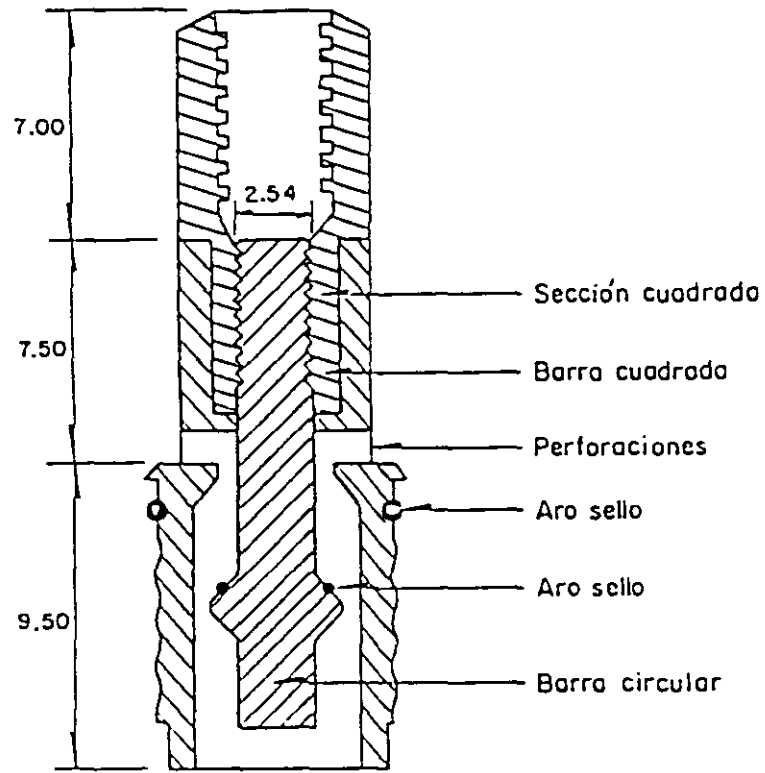
Unión con tornillos allen

Unión con cuerda

FIG.11.5. Muestreador de pared delgada

La Fig. 11.6 corresponde a un muestreador de válvula.

sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación, tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro-sello; en esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para el drenaje del fluido de perforación del interior del tubo.



Unión con cuerda

FIG.11.6. Muestreador de válvula deslizante

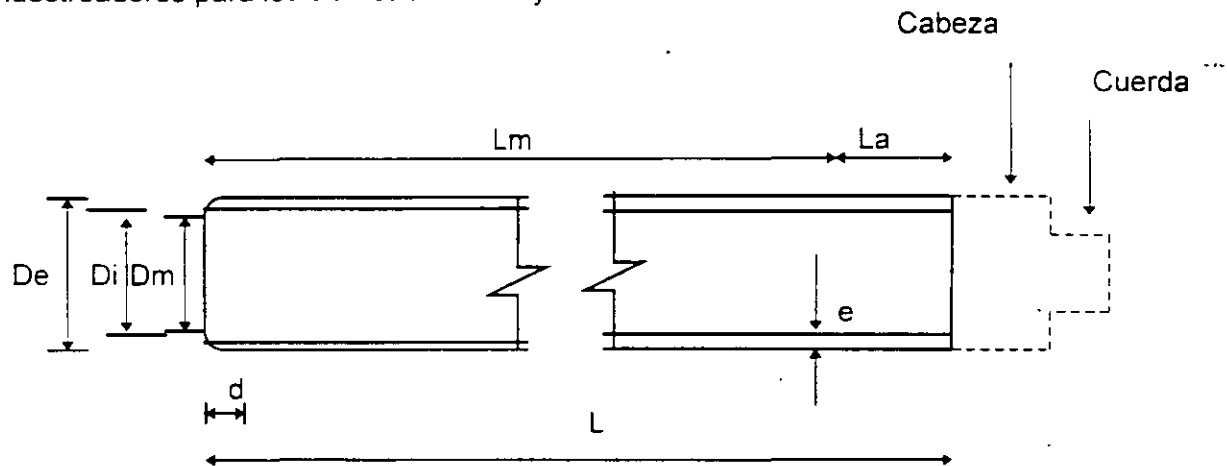
CARACTERÍSTICAS.

Este muestreador esta constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se empuja al muestreador desde la superficie.

En la fig II. 5 se presenta el muestreador con los dos tipos de unión tubo cabeza usuales: el primero con tres tornillos Allen y el segundo con cuerda que ha mostrado ser más confiable que el primero aún operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de muestreo, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámica que se generan durante la extracción del muestreador

La figura II.6 corresponde a un muestreador de válvula deslizante en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación, tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro - sello; en esta barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene agujeros para le drenaje del fluido de perforación del interior del tubo

En las figuras II. 7 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros de 7.5 y 10.0 cm.



Diam nominal en cm	De, en cm	Di en cm	Dm, en cm.	e, en cm	d, en cm.	L, en cm.	Lm, en cm.	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW Y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW Y NW

De	diámetro exterior	d	longitud aguzada
Di	diámetro interior	L	longitud tubo
Dm	diámetro muestra	Lm	longitud de muestreo recomendable
e	espesor	La	espacio para azolves

FIG. II. 7 Dimensiones de los tubos de pared delgada

El procedimiento de afilado del tubo debe ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas., fig. II. 7.

Hvorslev describe dos métodos para esta operación; el más sencillo consiste en afilar primero el tubo en un torno y después con un bloque de moldeado darle la forma de la figura II 7.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador, es el de pintarlo para reducir el fenómeno de corrosión de la lamina, el cual induce cambios físico - químicos al suelo muestreado.

CONDICIONES GEOMÉTRICAS.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de laminas de suelo, permitió a Hvorslev fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento.

El muestreador Shelby se hince. con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg., una longitud de 15 cm menor a la del tubo, para dejar espacio donde alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado, se deja en reposo durante 0.5 min. para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia; enseguida se corta la base de la muestra girando 2 vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia e identifica se clasifica y protege a la muestra

REGISTRO DE DATOS.

Se utilizara el registro de campo de la fig. III 6 con la información que se va obteniendo durante la ejecución del sondeo; conviene utilizar las abreviaturas de la tabla III.6 del capítulo de recomendaciones, para simplificar la presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución y puede ayudar en la interpretación del sondeo. Debe también anotarse la presión necesaria para hincar el muestreador y el porcentaje de recuperación de muestra que expresa cualitativamente la calidad que se alcanza en cada operación del muestreador, como se muestra en la tabla III.4.

$$\text{Rec} = L / H \cdot 100$$

Rec recuperación

L longitud recuperada

H longitud muestreada

TABLA III. 4 recuperación de muestras

Recuperación	Calidad
Rec = 100	excelente
Rec = 80%	bueno
50 < Rec < 80	malo
Rec < 50	inaceptable

MUESTREADOR DENISON.

Con este muestreador que opera a rotación y presión se obtienen muestras, que pueden ser inalteradas, de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático. Arriba de este nivel, las muestras pueden contaminarse con el fluido de perforación y por ello su uso es poco confiable.

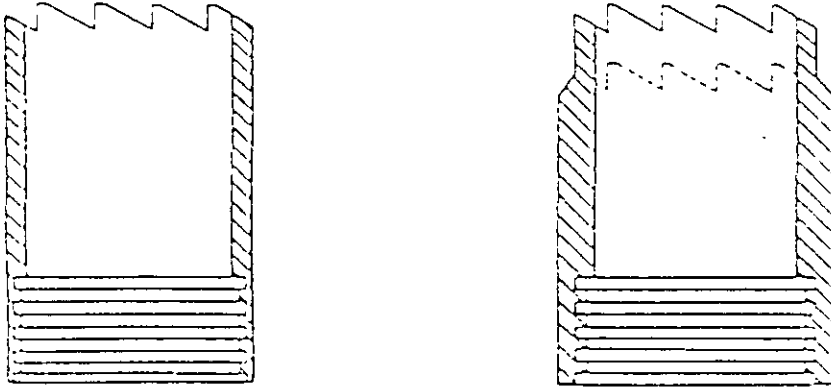
El muestreador tipo Denison consiste de dos tubos concéntricos; en el interior que se hincó a presión, se rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo gira y corta el suelo a su alrededor. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación, que se hace circular entre ambos tubos.

CARACTERÍSTICAS.

En la fig. II.9 se muestra el diseño actualizado de este muestreador que esencialmente consiste de dos tubos concéntricos acoplados a una cabeza con baleros axiales, que los une a la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hincó a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra; mientras que el exterior gira y corta el suelo circundante. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia, d (fig. II. 9) antes que la broca, para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación.

La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste; en la figura II. 10 se muestran las dos brocas tipo más usuales.

FIG. 11.10. Tipos de broca dentison



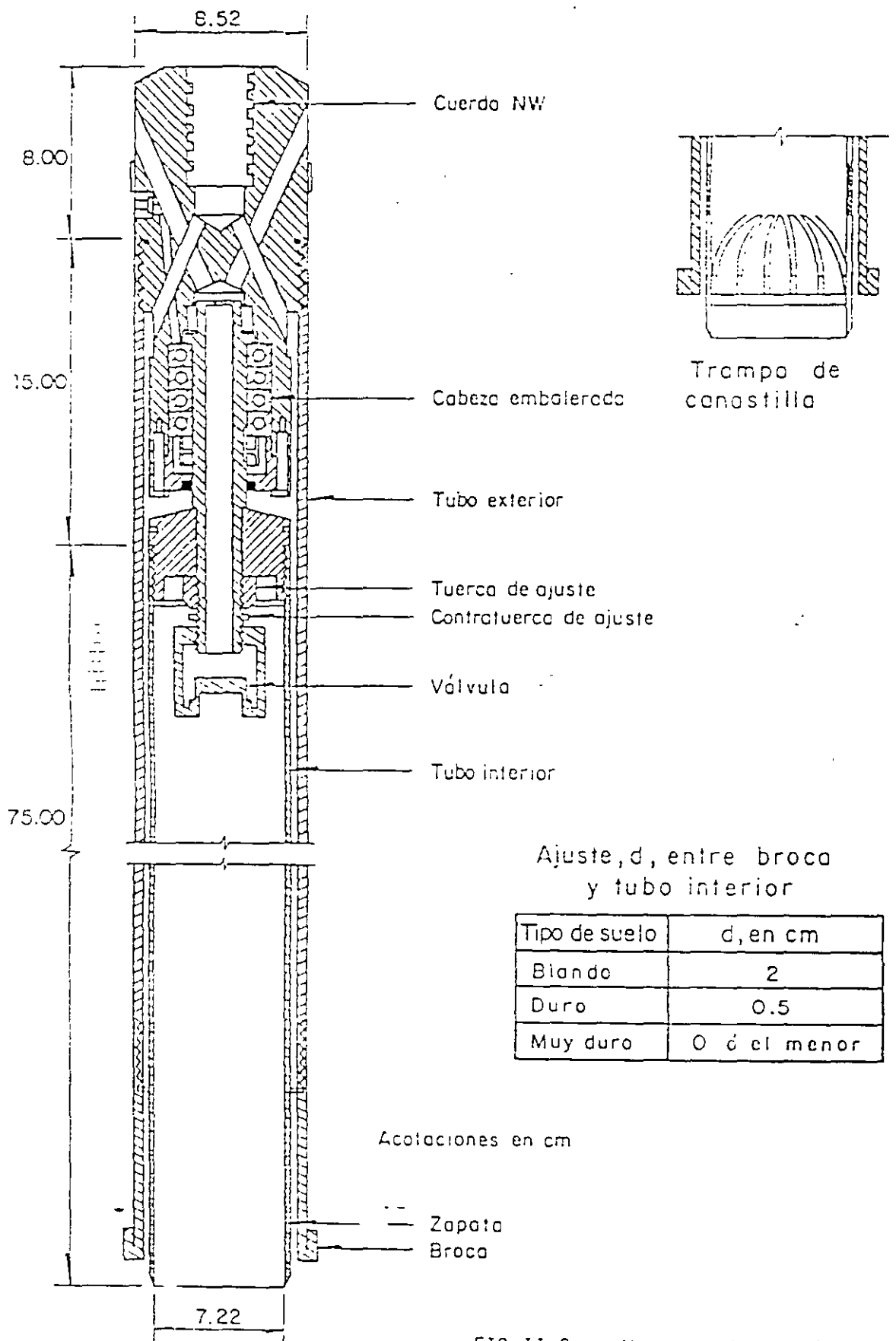


FIG. II.9. Muestreador Denison

Las dimensiones del muestreador Denison que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla II. 2.

Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla que consiste en lengüetas de lamina de acero flexible remachadas el tubo interior, como se muestra en la figura II. 9

TABLA II.2. Dimensiones del tubo Denison (en cm)

Diámetro nominal	Tubo inferior				Tubo exterior				Barras de operación
	De	Di	Dm	L	De	Di	L	Lm	
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.75	9.61 9.69	90	11.16	10.46	105	75	NW

Donde.

De diámetro exterior

Di diámetro interior

Dm diámetro de la muestra

L longitud de tubo

Lm longitud de la muestra

OPERACIÓN.

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia d entre el tubo interior y la broca, como se indica en la figura II. 9 de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se debe verificar que la cabeza este limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca por lo menos la profundidad d para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical, la primera varia entre 50 r.p.m. para materiales blandos y 200 r.p.m para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 3 ton.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no puede avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial, se deja 0.5 min. en reposo para permitir que la muestra expanda; después se gira para romper la muestra por la base y posteriormente extraer el muestreador

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos; en muestreos arriba del nivel freático se debe utilizar aire; podría ser admisible utilizar lodo, solo si se demuestra que la contaminación que induce a la muestra es tolerable. En muestreos abajo del nivel freático puede utilizarse agua o lodo

La presión de operación del fluido de perforación debe ser la mínima con que se mantenga limpia la perforación.

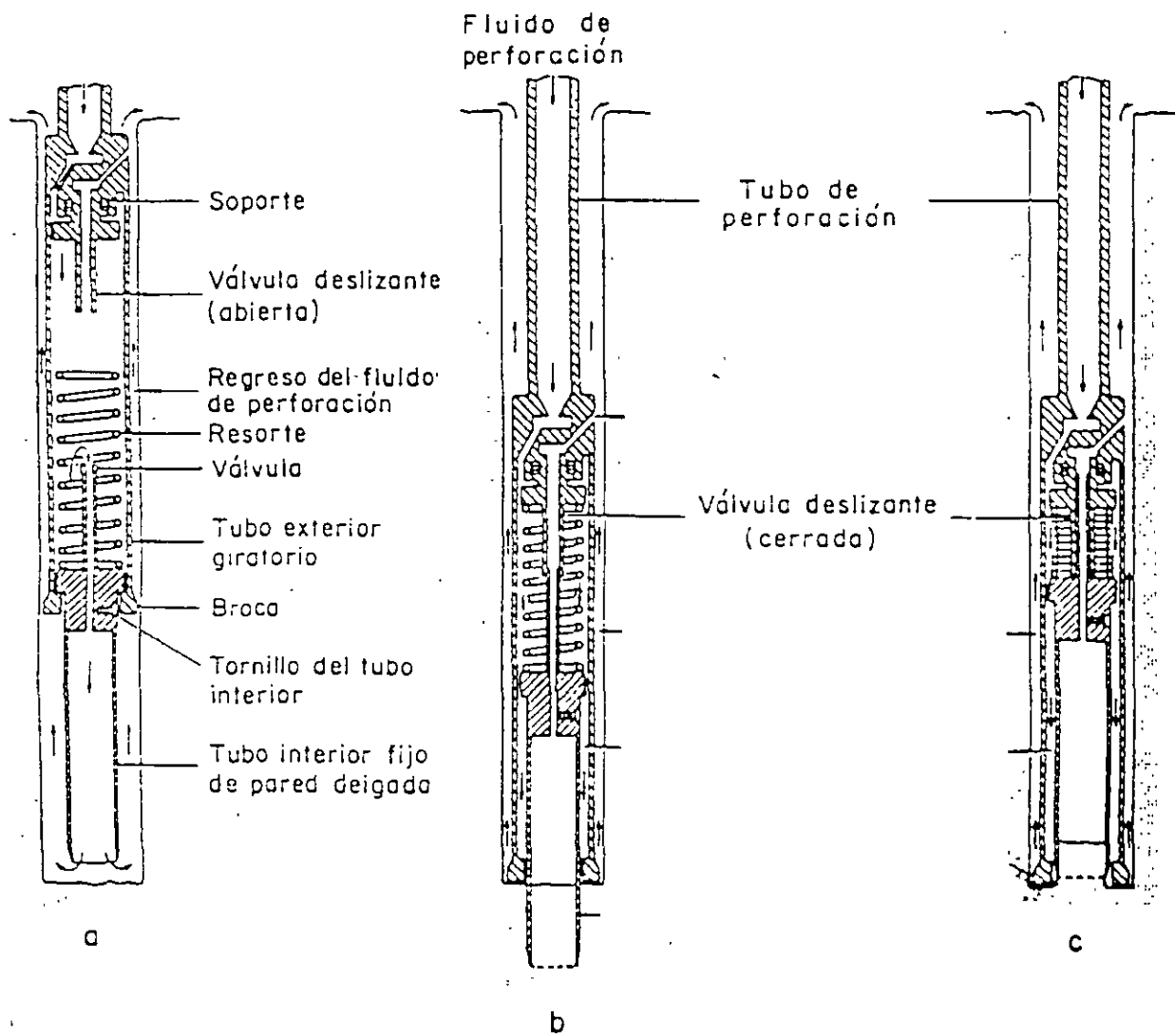


FIG.II.11. Muestreador Pitcher

MUESTREADOR PITCHER.

Con este muestreador que opera a rotación y presión se pueden obtener muestras, que pueden ser inalteradas, de suelos como: arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas; resulta particularmente adecuado en los suelos con capas delgadas (hasta de centímetros) de materiales de diferente dureza.

Este muestreador es similar al Denison excepto porque la posición del tubo interior se regula con un resorte axial; mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta al suelo del derredor. Su operación requiere también la inyección de un fluido de perforación.

CARACTERÍSTICAS.

El muestreador Pitcher consiste en dos tubos concéntricos, acoplados a una cabeza compuesta de dos piezas: la superior es fija para transmitir la rotación al tubo exterior, en cuyo extremo va la broca de corte, mientras que la inferior, separada de la fija por un resorte axial, soporta al tubo interior de 7.5 ó 10 cm de diámetro en que se aloja a la muestra; la función del resorte es de regular la posición longitudinal del tubo interior con respecto al exterior. En la fig. II 11 se observa que la unión del tubo interior - cabeza se hace por medio de tornillos Allen, aunque también puede hacerse por medio de rosca, como el tubo Denison; también se observa que la parte fija de la cabeza tiene un balero axial cuya función es mantener estático al tubo interior mientras gira el exterior y soportar la reacción del resorte axial. El resorte se elige con una constante que depende de la resistencia del suelo. La broca de este muestreador es similar a la que se utiliza en el barril Denison.

OPERACIÓN.

El muestreador se introduce en el sondeo con el tubo interior totalmente salido del exterior y la válvula deslizante abierta (fig. II.11.a); poco antes de llegar al fondo de la excavación se inyecta fluido de perforación que sale por el tubo interior e impide que se introduzca el azolve del sondeo al tubo (fig. II.11.a). al iniciarse el hincado, el tubo interior toma su posición de muestreo, la válvula deslizante se conecta para dar salida al fluido que queda dentro del tubo interior y el resorte transmite la fuerza axial, en ese momento se puede iniciar la rotación exterior (fig. II.11.b). Si durante el muestreo se encuentra un estrato duro, el resorte se contrae (fig. II.11.c) y almacena energía, que impulsa automáticamente al tubo interior si llega a encontrarse suelo blando nuevamente.

3. SUPERVISIÓN DE LA EXPLORACIÓN.

La exploración geotécnica debe realizarse bajo la dirección de un ingeniero capacitado en la planeación y ejecución de los trabajos. Deberá organizar los trabajos y recopilar la información que permita definir confiablemente las características del subsuelo.

TABLA III.5 Criterio de selección de métodos de exploración y muestreo

TIPO DE SUELO		Método de perforación				Sondeo de exploración	Muestro inalterado		
Arriba del nivel freático	Suelos finos (con arenas y gravas)	R	P	P	R	R		A	R
	Suelos expansivos	R		P	P	A		A	R
	Arenas con finos	R	P	P	R	A		A	R
	Arenas con grava	R	P	P	R	A		A	R
	Suelos finos muy duros		R				A	R	
Abajo del nivel freático	Suelos finos muy blandos	P	A	R	A	R	R	R	R
	Suelos finos duros a muy duros	P		R	A	R	R	R	R
	Arenas finas sueltas			R	A	R	P	R	R
	Arenas compactas	A	A	R	A	R	A	R	A
	Suelos orgánicos			R	A	R	A	R	
	Arenas con grava	P	A	R	A	R	A	R	
		Pozo a cielo abierto (zanja)					Muestras cúbricas (tauradas)		
		Lavado con agua					Tubo rotatorio		
		Lavado con todo					Muestreador Pitcher		
		Rotación con agua					Muestreador Denison		
		Rotación con todo					Tubo de pared delgada		
		Rotación en seco					Muestreador de pistón		
		Penetrómetro estándar					Penetrómetro holandés		
		Penetrómetro estándar					Penetrómetro estándar		

R : RECOMENDABLE
A : ACEPTABLE
P : POCO ACEPTABLE

TABLA III.6 Abreviaturas y símbolos para formular los registros de campo

Abreviatura	Significado	Símbolo	Significado
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos		Arcilla
G	grava		Limo
S	arena		Arena
M	limo		Grava
C	arcilla		Boleos
O	suelo orgánico		Relleno
P _c	turba		Raíces
P _h	bien graduado		Turba
P _l	mal graduado		Conchas y Fósiles
L	baja plasticidad		Nivel freático
H	alta plasticidad		Superficie del terreno
SPT	Prueba de penetración estándar		Concreto
N	número de golpes en SPT		Diámetro
NF	nivel freático		
PCA	pozo a cielo abierto		
BT	broca tricónica		
DB	broca tipo Drag		
F-3	muestra alterada en frasco N° 3		
B-4	muestra alterada en bolsa N° 4'		
F-2L	muestra lavada en frasco N° 2		
M-6	muestra labrada in situ N° 6		
TD-12	tubo Shelby N° 12		
TD-9	tubo Denison N° 9		
TP-11	tubo Pitcher N° 11		
TP-7	tubo Pistón libre N° 7		
TR-5	tubo rotatorio dentado N° 5		
NXL-6	muestra de roca tomada con barril N serie L N° 6		
Rec 45/75	45 cm de recuperación en 75 cm muestreados		
50/10	50 golpes en 10 cm en SPT		
EW, AW, BW, NW	barril de perforación (tabla II.5)		
EW, HW	acomes (tabla II.4)		
BXL, NXL	barriles muestreadores serie L		
PA	pérdida de agua o loss de perforación		

La profundidad a la que debe ordenar que se hagan los sondeos será hasta donde el incremento de esfuerzos verticales sea de 10% del esfuerzo vertical inicial, salvo que se encuentre roca.

El ingeniero supervisor debe informarse antes de iniciar los trabajos de : el tipo de estructura que se construirá, las condiciones geológicas y probables tipos de suelos que se encontrarán en el sitio, debe conocer las condiciones de trabajo que se impondrán a los suelos, para que sea capaz de juzgar si la información que se está obteniendo es la adecuada; en caso contrario proponer modificaciones a las técnicas de muestreo y programa de trabajo

El ingeniero supervisor no es el responsable de la ejecución de los trabajos; es el responsable de verificar que con la exploración se esté obteniendo las muestras adecuadas y la información geotécnica para resolver el problema.

Los trabajos de campo los supervisará un ingeniero; que durante la ejecución del sondeo, deberá seleccionar los muestreadores que se utilicen, incluso recurriendo en un mismo sondeo a varios de los descritos. En la tabla III.5 se proporciona un resumen de los métodos de perforación y muestreo que pueden aplicarse a los diferentes suelos que se presentan arriba y abajo del nivel freático, jerarquizando su aplicabilidad.

El ingeniero supervisor será responsable de verificar que la calidad de las muestras que se obtengan sean aceptables, debe también recopilar la información de los sondeos, llenando los registros de campo; para facilitar esta labor puede adoptar las abreviaturas y símbolos de la tabla III 6 Finalmente debe presentar la localización de los sondeos en un plano que incluya; las trazas de las estructuras que se construirán, las cargas que transmiten y los asentamientos permisibles

4. PROTECCIÓN Y TRANSPORTE DE MUESTRAS.

4.1 MUESTRAS ALTERADAS.

Las muestras deben identificarse claramente y colocarse en recipientes impermeables o protegerlas adecuadamente para que conserven su contenido de agua natural Durante su transporte deben estar protegidos de los agentes atmosféricos.

Las muestras alteradas deben mantener el contenido de agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas

Las muestras alteradas son aquellas que no conservan el acomodo estructural de sus partículas, pero mantienen el contenido natural de agua y no han sufrido cambios químicos, se utilizan para clasificar el suelo y definir la estratigrafía del sitio; en el laboratorio pueden emplearse para realizar pruebas índice que permiten interpretar las características y posible comportamiento mecánico de los suelos

Estas muestras pueden proceder de sondeos alterados o de pruebas de penetración estándar, se conservarán en frascos de 0.5 lt de capacidad, con boca ancha y tapa hermética,

identificándolos como se muestra en la fig. III.12 y colocándolos en cajas de cartón de 20 unidades.

Las muestras alteradas de material de bancos de préstamo se deberán conservar en bolsas de polietileno denso, sellándolas herméticamente con calor o bien con un nudo apretado; si no interesara conservar el contenido de agua natural pueden utilizarse las bolsas de lona. En la fig. III.13 se muestra la etiqueta con que deben identificarse cada una de las bolsas.

Para el transporte de muestras alteradas simplemente deben protegerse de los agentes atmosféricos

4.2 MUESTRAS CÚBICAS INALTERADAS.

Las muestras deben identificarse claramente, protegerse sus superficies expuestas con material impermeabilizante y transportarse en cajas con empaque amortiguante de las variaciones que podrían sufrir.

Las muestras inalteradas deben conservar la estructura del suelo, mantener el contenido del agua natural y no haber sufrido alteraciones químicas.

Se define como muestras inalteradas que conservan el acomodo de sus partículas, su contenido de agua natural y no han sufrido cambios químicos; sin embargo por el cambio de esfuerzos que sufren por sacarles del confinamiento que tienen *in situ*, sufren alteraciones menores, como expansiones, oxidación, expansión de los gases disueltos en el agua intersticial, etc

Las muestras cúbicas de 30 cm de lado deben identificarse con la etiqueta de la fig. III.13 adherida en la parte superior de la muestra, colocarse en cajas de madera confinadas con empaque húmedo de espuma de poliuretano o serrín de 5 cm de espesor mínimo; la tapa de la caja debe fijarse con tornillos que fácilmente puedan desmontarse para sacar la muestra.

Para el transporte de estas muestras deben protegerse de los agentes atmosféricos y vibraciones y golpes que podrían dañar la estructura del suelo

4.3 MUESTRAS INALTERADAS CONTENIDAS EN TUBOS.

Se deben tener cuidados similares a los descritos en el inciso 4.2. Se recomienda además que la extracción de las muestras de los tubos se haga a no más de dos días de su extracción: del sitio, para evitar fenómenos de corrosión. Las muestras contenidas en tubos de los muestreadores de pistón, pared delgada, Denison o Pitcher, se someten al mismo procedimiento después de desmontar el tubo de la cabeza que lo sostiene se coloca en el soporte para muestras de la fig. III 14, con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior y del interior se eliminan los azolves con la veleta de la fig. III.15; enseguida se coloca el sello mecánico de la fig. III.16, o se vierte parafina con la brea caliente (15% de brea a 70 °C), para formar un sello de 0.7 cm de espesor. A continuación se invierte la

Normal un sello de 0.77 cm de espesor y conteniendo de 10 a 20 perlas.

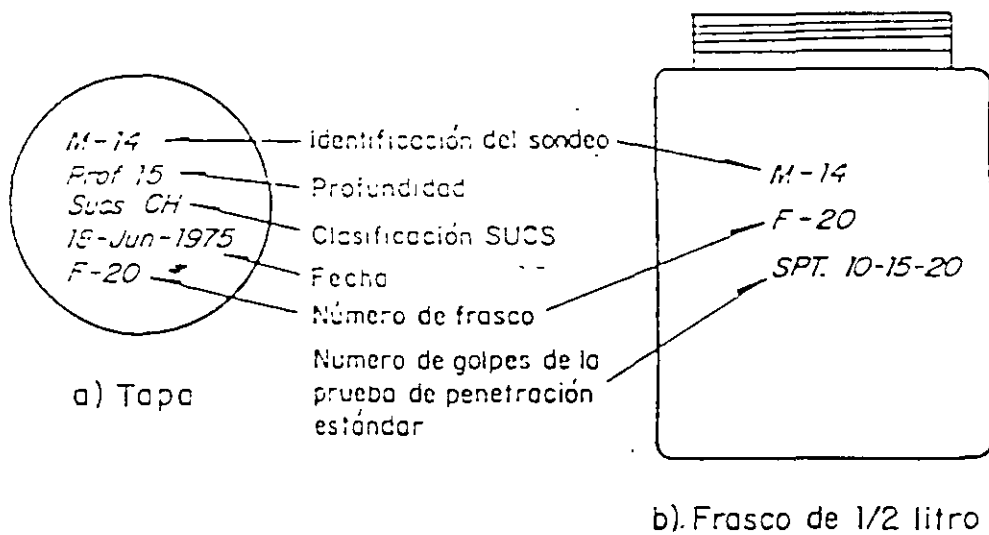


FIG. III.12. Identificación de frascos

USE TINTA INDELEBLE O RECUBRA CON PARAFINA

IDENTIFICACION DE LA MUESTRA	
OBRA	PROCEDIMIENTO DE PERFORACION
SONDEO	PROFUNDIDAD
OPERADOR	FECHA
CLASIFICACION SUCS	

FIG.III.13. Etiqueta para identificación de muestras

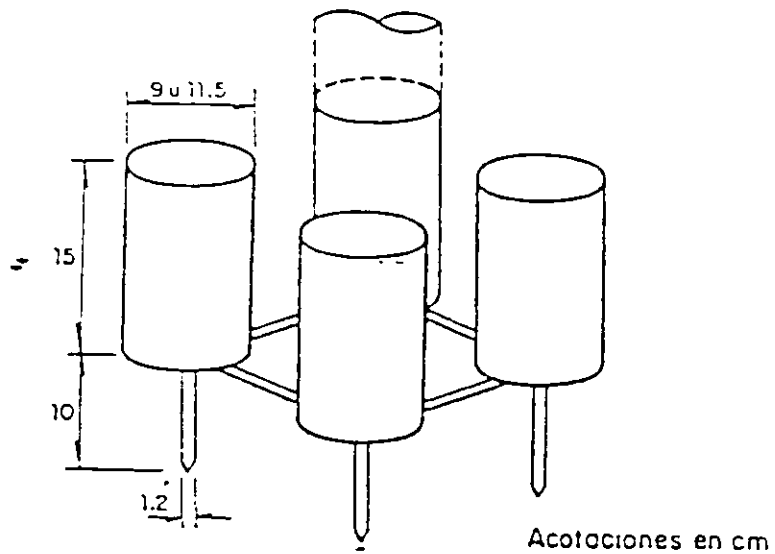


FIG.III.14. Soporte para muestra

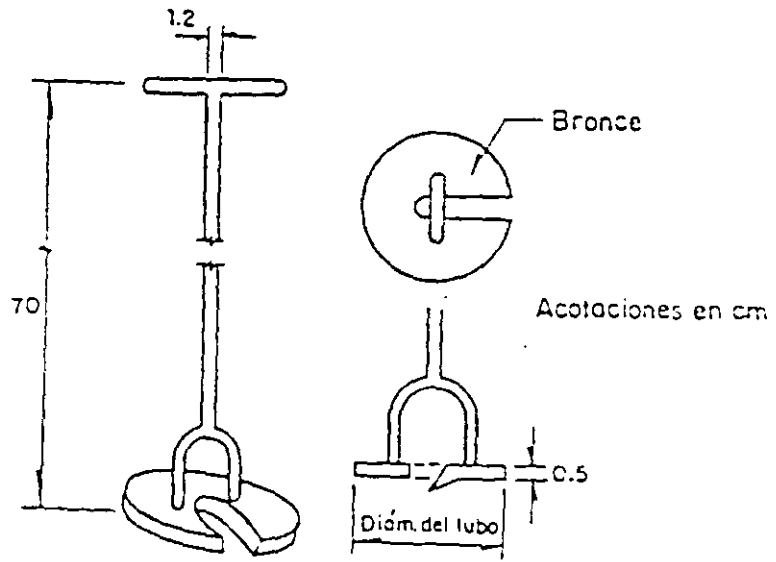


FIG.III.15. Veleta para limpiar tubos.

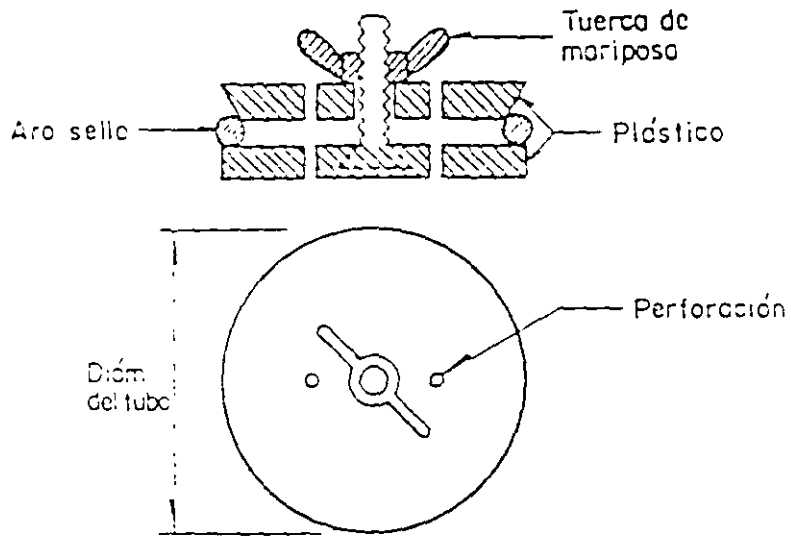


FIG.III.16. Sello mecánico

posición del tubo; se le extrae 1.0 cm de muestra con la veleta o una espátula para hacer lugar al sello mecánico de la fig. III.15 o el de parafina con brea; con el material extraído se clasifica en el campo el suelo. En seguida se identifica al tubo adhiriéndole una etiqueta (fig. III.13) con parafina señalando además la parte superior de la muestra.

Un cuidado adicional que debe tenerse con muestras de arena sueltas, es el de colocar un tapón temporal con perforaciones en la parte inferior de la muestra, antes de sacar completamente el tubo muestreador de la boca del sondeo, se evita con esto que la muestra se pierda por la succión que se ejerce al sacar el muestreador y permite drenar el agua libre de la muestra.

Las muestras inalteradas contenidas en tubos deben transportarse en cajas de madera para 3 ó 4 muestras, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm de espesor, cuidando que no sufran golpes ni vibraciones que dañen su estructura.

5 MAQUINAS Y EQUIPOS DE PERFORACIÓN Y MUESTREO.

5.1 MAQUINAS PERFORADORAS.

Las máquinas más adecuadas para la explotación geotécnica son aquellas capaces de operar a velocidades de rotación bajas (50 r.p.m.) y potencia alta (mayor de 40 HP); características necesarias para trabajar con los muestreadores Denison y Pitcher y sobre todo por el manejo de espirales de perforación. su sistema de gatos hidráulicos para carga vertical debe tener una carrera mínima de un metro de longitud para hincar los tubos de pared delgada y muestreadores de rotación de manera continua, sin interrupciones que afecten la calidad de la muestra.

En la selección de la máquina de perforación; debe tenerse en cuenta que por las características de estas maquinas se distinguen: las diseñadas para la perforación y muestreo de rocas, que no permiten alcanzar la eficiencia y calidad de trabajo que puede obtenerse y las máquinas diseñadas para la exploración de suelos. En cuanto a la bomba, las de cavidad progresiva han demostrado ser adecuadas para la exploración geotécnica especialmente porque manejan lodos densos de perforación a menor presión.

En la tabla II. 13 se presenta un resumen de las características principales de las máquinas usadas para exploración

TABLA II 3 Máquinas perforadoras para geotecnia

Tipo de maquina	Profundidad con barras en m			Peso en ton	Carrera del gato en m	Empuje vertical, en ton	Capacidad del malacate en ton	Velocidad del malacate en ton	potencia del motor, en ton
	AX	NX	Espiral 6						
Mobile Drill B61	600	450	90	37	172	8863	34	65-350	97
Mobile Drill B40L	152	100	46	30	37	4230	2.5	0-513	97
Mobile Drill B30E	50	-	23	13	173	2938	3	58-455	54
Acker MP100	390	300	45	22	33	8552	45	43-237	48
Acker MP 50	390	300	45	20	18	3242	45	50-335	48
Pendrill PD	137	100	40	2.2	1.6	3131	3	60-1100	38
Long year 34	426	266	-	11	06	3232	3	22-1510	30

5.2 BOMBAS DE PERFORACIÓN.

La bomba que se utiliza para inyectar el fluido de perforación puede ser de dos tipos: las de pistón, capaces de manejar agua y lodos de muy baja densidad y las de cavidad progresiva, que manejan desde agua hasta lodos de densidad alta con sólidos de suspensión. Estas últimas son las más recomendables para la exploración geotécnica, porque operan a presiones bajas, gastos altos y con ello reducen el efecto erosivo del chiflón de descarga. Tienen la ventaja adicional de que con el lodo se elimina la necesidad de ademe metálico.

En la tabla II.4 se muestran las características principales de las dos bombas más utilizadas en trabajo de exploración.

TABLA II. 4 Bombas de perforación

Marca	Tipo	Gasto máximo en lt / min	Presión máxima, en kg / cm ²	Potencia, en HP	Peso en kg	Opera
Moyno 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	250	agua y lodo denso
Royal Bean	Piston - triple	132	35	7.5	350	agua

5.3 BARRAS Y ADEMES DE PERFORACIÓN.

Se recomienda usar las barras de perforación de diámetro nominal EW para sondeos superficiales y pruebas de veleta, las AW y BW para la operación de muestreadores y la ejecución de pruebas de penetración estándar y las BW y NW para la operación de muestreadores rotatorios. Las barras NW no deben utilizarse para la prueba de penetración estándar por su elevado peso. De lo anterior se concluye que las barras BW son las de uso más general en trabajos de exploración geotécnica.

En la fig. II.12 se muestran los dos tipos de barras de perforación que se utilizan: las de pared uniforme corresponden a las barras de menor diámetro EW y AW, y las de pared aligerada (recalcadas) que se utilizan en los diámetros BW y NW. Sus dimensiones y geometría se muestran en la tabla II.5.

Los ademes metálicos recomendables son los de diámetro nominal NW porque permiten el paso del penetrómetro estándar y el HW, que por su diámetro permite el paso de los muestreadores Shelby y Denison.

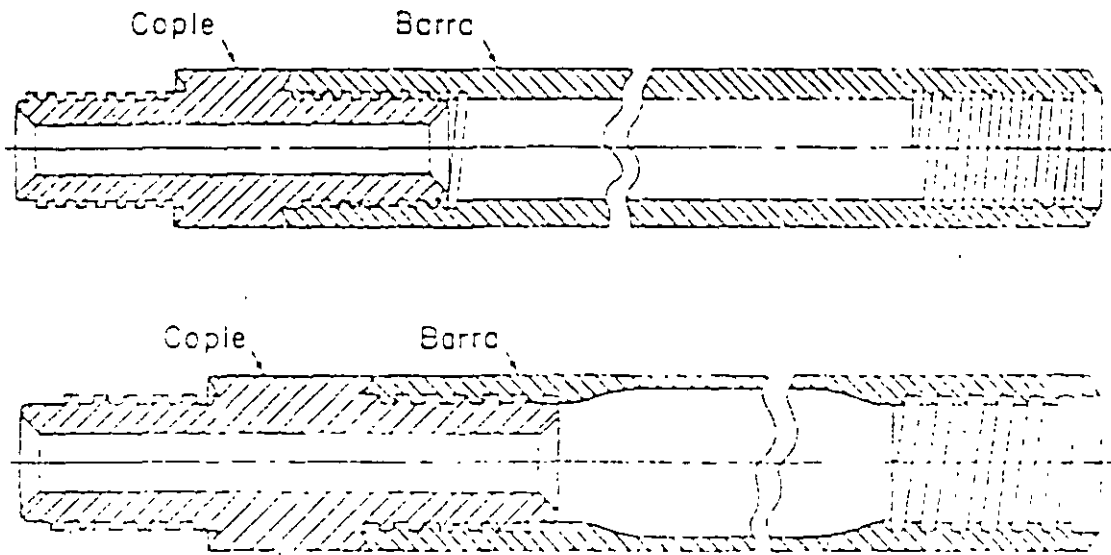


FIG. II.12. Barras de perforación y coples

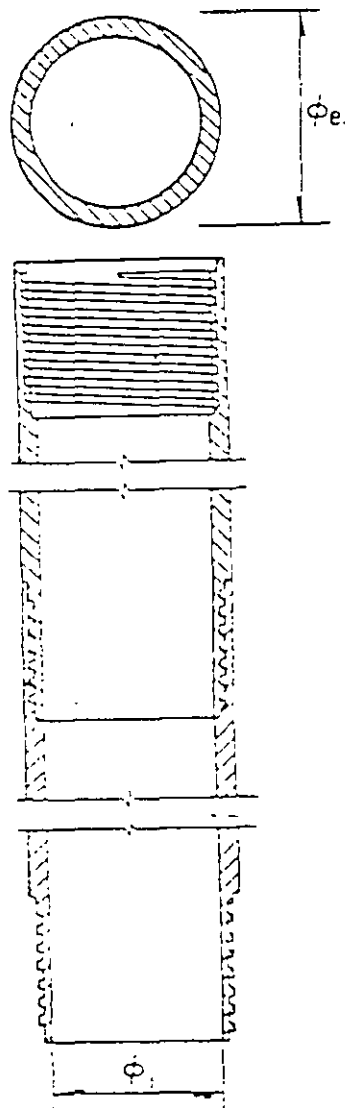


TABLA II. 5 Medidas de las barras

Barra	P _e		P _i		P _c		Peso kg / 3 m	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm		
EW	1 3/3	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	14.0	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	19.9	19.9	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	19.8	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	24.5	3

longitud estándar 3.05 m (10 pies) --

P_e diámetro exterior

P_i diámetro interior

P_c diámetro interior del cople

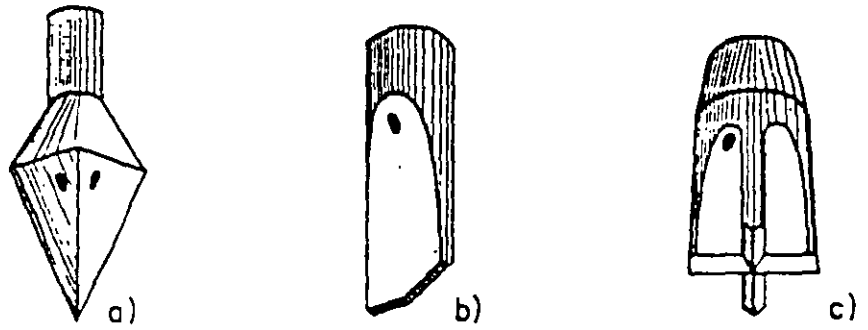
Los ademes metálicos utilizables en exploraciones geotecnicas se muestran en la fig. II 13 y sus dimensiones en la tabla II.6 se observa que sus diámetros interiores de 76 y 101 mm limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos. por ello en sondeos en que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro. queda obligado el uso de locos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

TABLA II 6 Medidas de los ademes mas usuales

Ademe	P _e		P _i		Peso kg / 3 m	Cuerdas por Pulgada
	pulg	mm	pulg	Mm		
NW	3 1/2	38.9	3	76.2	39.1	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	51.3	4

P_e diámetro exterior

P_i diámetro interior



Trépanos de percusión

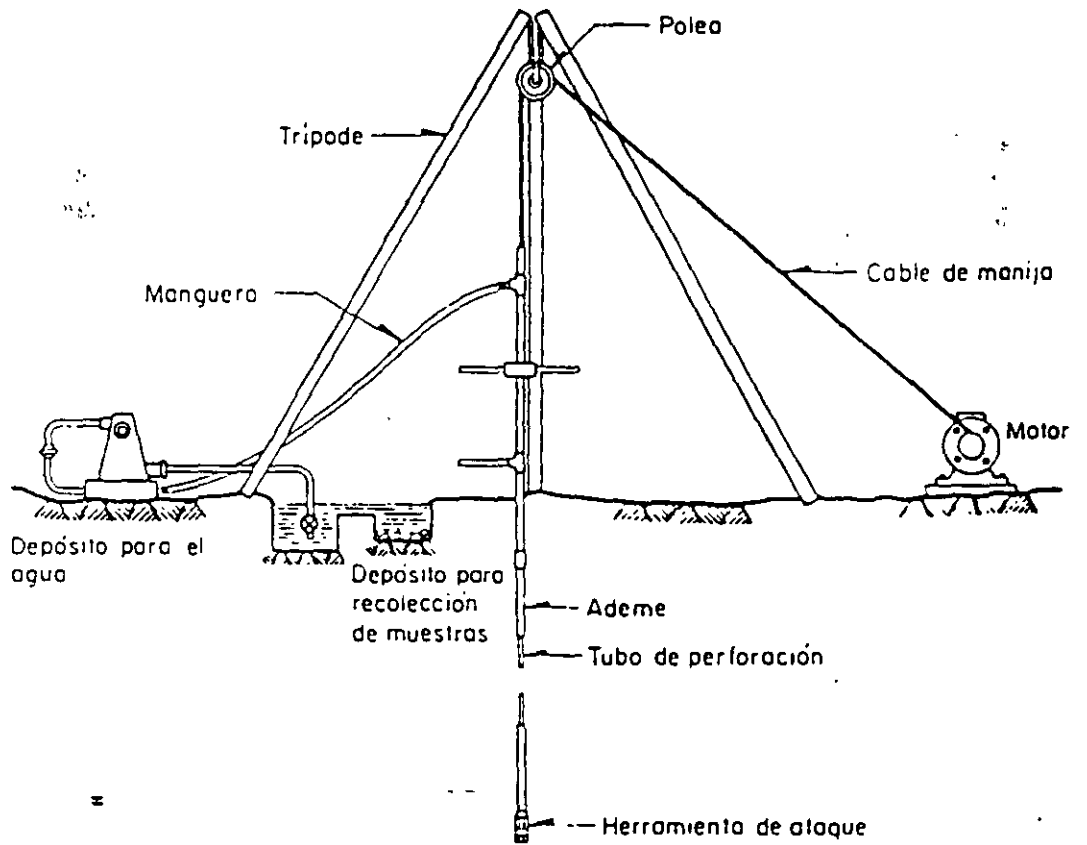


FIG.II.14. Perforación por lavado

6. TÉCNICAS DE PERFORACIÓN.

Para introducir los muestreadores a la profundidad que interesa obtener muestras alteradas o inalteradas, se deben realizar perforaciones de acceso, salvo que utilicen muestreadores Denison o Pitcher de una manera continua y aún en ese caso conviene abocardar la perforación a un diámetro mayor. El diámetro máximo de perforación para sondeos de exploración es de 15 cm y el mínimo aquel en que pueda penetrar libremente el muestreador que se utilice.

Las técnicas aplicables para realizar estas perforaciones se presentan en la tabla I.1 en la misma que se observa que en la elección de la técnica influye: el tipo de suelo, la posición del nivel freático y la profundidad que debe alcanzar el sondeo.

TABLA I. 1 Técnicas recomendables de perforación

Técnica		Suelo en que se aplica	Observaciones
Pozos a cielo abierto		todos	Aplicables solo en sondeos someros
Lavado con agua o lodo		Cohesivos blandos y arenas con poca grava	Aplicable abajo del nivel freático
Rotación	Con agua o lodo	Todos	Aplicable abajo del nivel freático
	En seco	Todos	Aplicable arriba y abajo del nivel freático

6.1 POZOS A CIELO ABIERTO, CORTES Y ZANJAS.

Son las excavaciones de acceso a la zona de la que interesa extraer muestras inalteradas y que además permiten observar la estratigrafía y materiales del sitio. En caso de recurrir a los pozos a cielo abierto, se limita su aplicación a pozos someros de profundidad no mayor a 10 m, excavándolos en sección cuadrada de 1.5 m de lado. Los cortes son poco utilizados, porque requieren mover volúmenes grandes de material. Finalmente, las zanjas quedan limitadas a problemas cuya influencia sea superficial.

Los pozos a cielo abierto excavados en materiales poco estables, deberán ademarse con marcos estructurales de madera y cuando se excaven más abajo del nivel freático del sitio deberá instalarse un sistema de bombeo para extraer el agua.

Esta técnica puede aplicarse a todos los tipos de suelos, aunque resulta más eficiente en suelos cohesivos y presenta mayores dificultades en los granulares.

EQUIPO.

Las excavaciones podrán realizarse utilizando herramientas de mano como: palas, picos y barretas; para sacar el material de los pozos se utiliza un bote con cable de manila que se jala manualmente o con un pequeño malacate. Se pueden hacer los pozos con máquinas rotatorias capaces de hacer perforaciones de 0.8 a 1.0 m de diámetro; en cuanto a las zanjas hacerla con maquinas retroexcavadoras resulta eficiente. Si los pozos a cielo abierto requieren de ademe lo más adecuado es hacerlo con marcos de madera

OPERACIÓN.

El procedimiento para realizar las excavaciones es el del dominio general y por ello no se describirá. En cuanto al ademado de pozos a cielo abierto se hará como se muestra en la fig. III 17 y si se considera conveniente analizar se puede hacer el cálculo estructural con las distribuciones de esfuerzo de la fig II.18.

En pozos excavados en arcilla se puede alcanzar una profundidad Z_{MAX} sin necesidad de ademar sus paredes, donde:

$$Z_{MAX} = \frac{4C}{\gamma \sqrt{K_a}}$$

donde

- Z_{MAX} profundidad que se puede excavar sin ademe, en (cm)
- C cohesión del suelo, en (kg/cm²)
- γ peso volumétrico del suelo (kg/cm³)
- K_a coeficiente de empuje activo ($K_a \cong 1$)

6. 2 MÉTODO DE LAVADO.

La perforación se hace con un trepano o cincel de percusión que simultáneamente con los impactos inyecta un fluido de perforación que erosiona y arrastra a la superficie el material cortado

Esta técnica es aplicable a suelos cohesivos blandos y suelos granulares de compactidad media con bajo contenido de gravas localizados abajo del nivel freático. Es un método poco eficiente, pero la sencillez y economía del equipo lo hacen muy útil.

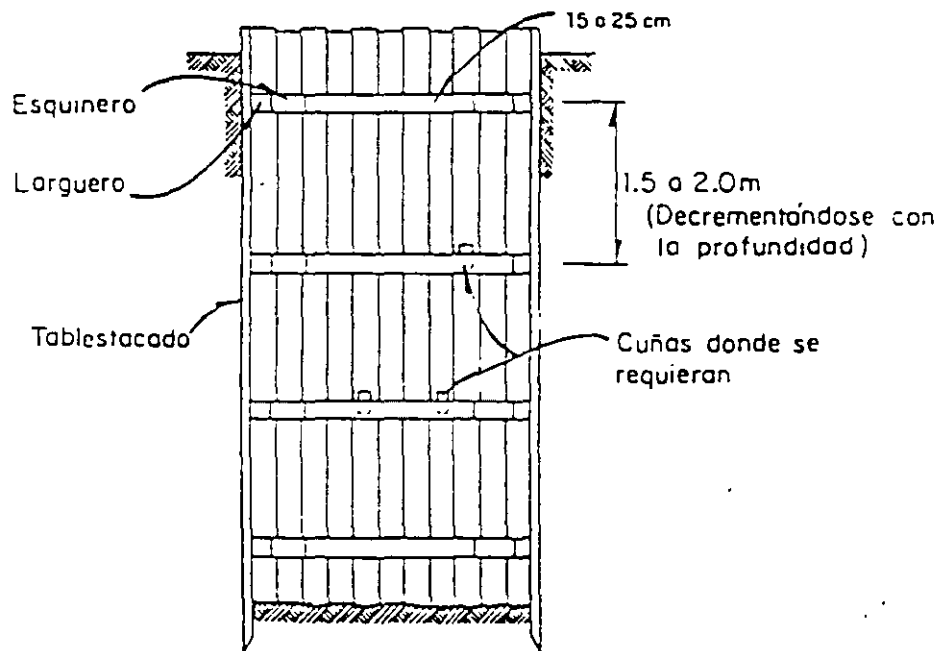
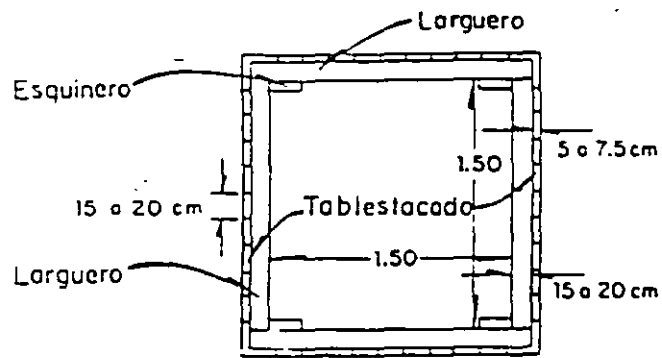
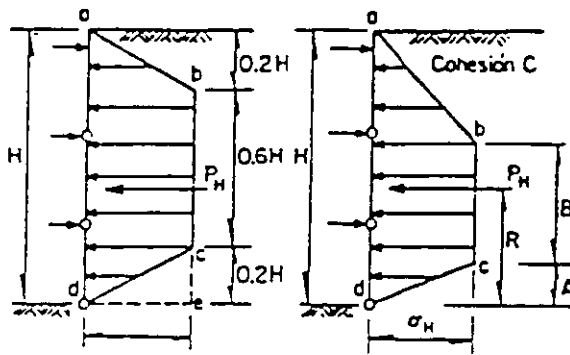


FIG.III.17. Ademado para un pozo a cielo abierto



EXCAVACION EN ARCILLA

a,b,c,d es la distribución de presión.

La forma del diagrama y la magnitud de las presiones dependen del número de estabilidad $N_0 = \gamma H / C$

EXCAVACION EN ARENA

a,b,c,d distribución de presión en arena densa

$P_H = (0.64) K_A \gamma H^2 \cos \delta$, actuando a $0.5 H$ de la base del corte

a,b,d,e distribución de presión en arena suelta

$P = (0.72) K \gamma H \cos \delta$, actuando a $0.46 H$ de la base del corte

	$2 < N_0 < 5$	$5 < N_0 < 10$	$10 < N_0 < 20$	$20 < N_0$
P_H	$0.76 H \gamma H'$	$0.75 H \gamma H'$	$(2.1 - 0.056 N_0) \gamma H'$	$5 H \gamma H'$
b'	$\gamma H - 1.5(1 + N_0)C$	$\gamma H - 4C$	$\gamma H - (6 - 4N_0)C$	γH
A	$0.15 H$	$0.15 H$	$(3 - 0.015 N_0)H$	0
B	$0.55 H$	$0.55 H$	$(1.1 - 0.55 N_0)H$	0
C	$0.46 H$	$0.46 H$	$0.38 H$	$0.33 H$

FIG.III.18. Distribución de presiones debidas a excavaciones en arcillas y arena

EQUIPO.

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig. III.14) consiste de un malacate de fricción para cable de manila de 500 kg., una bomba para agua o lodo de 45 lt/min. de gasto a 5 kg/cm² de presión con accesorios, tripié con polea, barras y trepanos de perforación y ademe metálico (opcional).

OPERACIÓN.

La operación consiste en levantar la columna de barras, con el trépano en la punta, de 0.5 a 1 m y dejaría caer libremente con una frecuencia de hasta 60.

6. 3 PERFORACIÓN A ROTACIÓN CON AGUA O LODO.

Esta técnica consiste en cortar el suelo con una broca que penetra a rotación y presión, inyectando simultáneamente agua o lodo para enfriar a la broca y arrastrar el material cortado hasta la superficie.

Se puede recurrir a la perforación a rotación abajo del nivel freático, en casi todos los suelos; en suelos granulares seguramente se requerirá ademe metálico para estabilizar las paredes de la perforación, salvo que se opere con lodo de viscosidad y densidad adecuadas para estabilizar el sondeo. Arriba del nivel freático podrá operarse con lodo si se demuestra que la contaminación que induce al suelo es aceptable

EQUIPO.

El equipo necesario para esta técnica de perforación (fig II.15) consiste de una perforadora rotatoria con sistema hidráulica de carga con potencia mínima de 30 HP, una bomba para el manejo de lodo de perforación de 100 lt/min de capacidad y herramientas como brocas tipo Drag y Tricónicas (fig. II.16) de 7 a 10 cm de diámetro, además de barras de perforación

OPERACIÓN.

Esta técnica se aplica con mayor frecuencia utilizando lodos de perforación, por lo que el personal de campo debe estar familiarizado con los detalles de preparación y control de los mismos, conviene utilizar lodos con densidad entre 1.05 y 1.3 kg./lt y viscosidades entre 30 y 90 seg. medidas con el cono Marsh. En cuanto a la presión que se aplica a la broca, puede ser hasta de 3 ton con velocidades de rotación de 200 a 500 r.p.m. Durante la perforación el operador debe mantenerse vigilante de la velocidad de penetración y de los materiales que salen con la corriente de lodo, porque fácilmente puede penetrar estratos blandos significativamente sin advertirlos. La profundidad máxima que puede alcanzarse con esta técnica limitada.

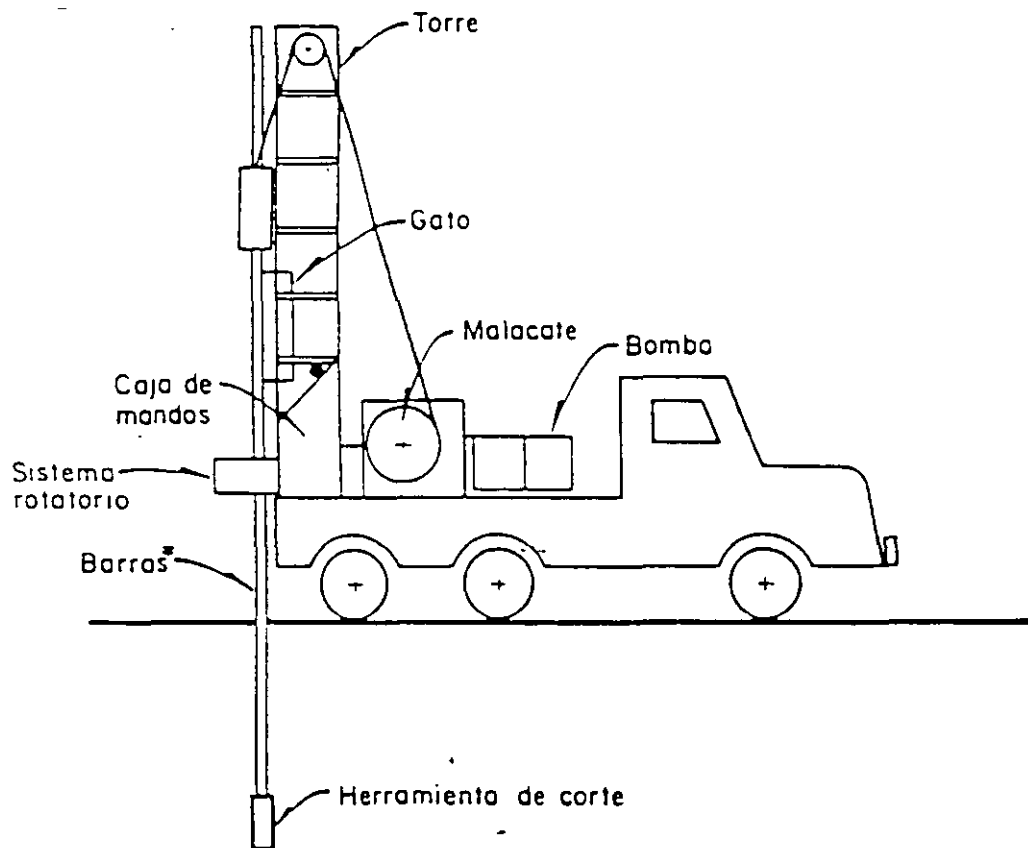
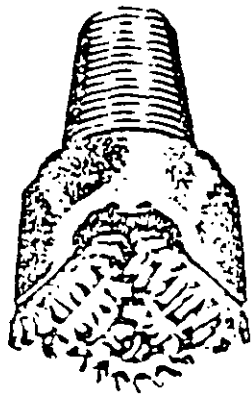
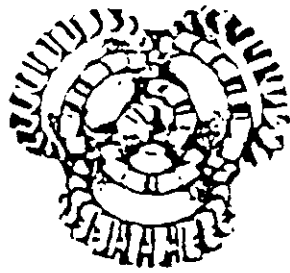
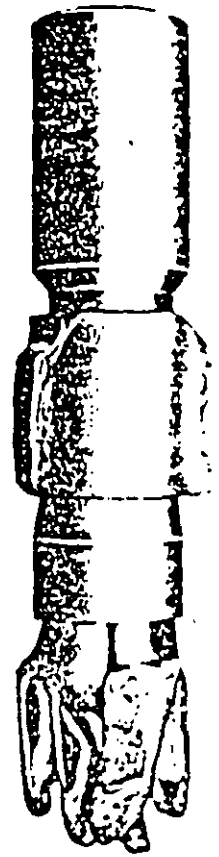


FIG.II.15. Equipo de perforación a rotación

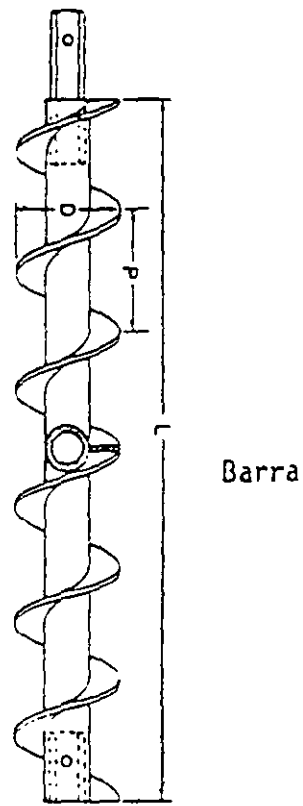


Broca tricónica

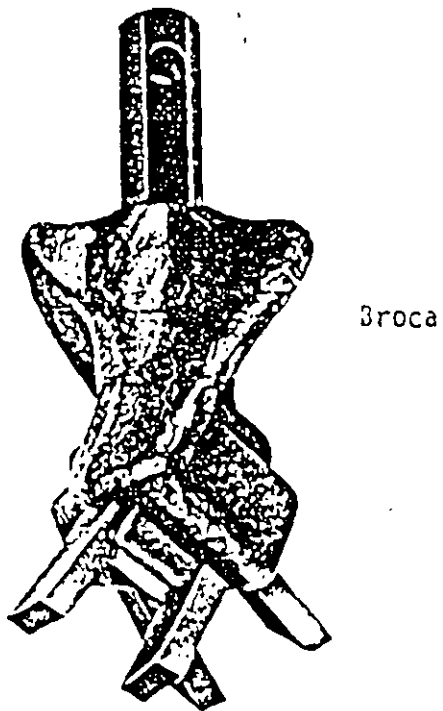


Broca Drag

FIG.II.16. Brocas para perforación a rotación

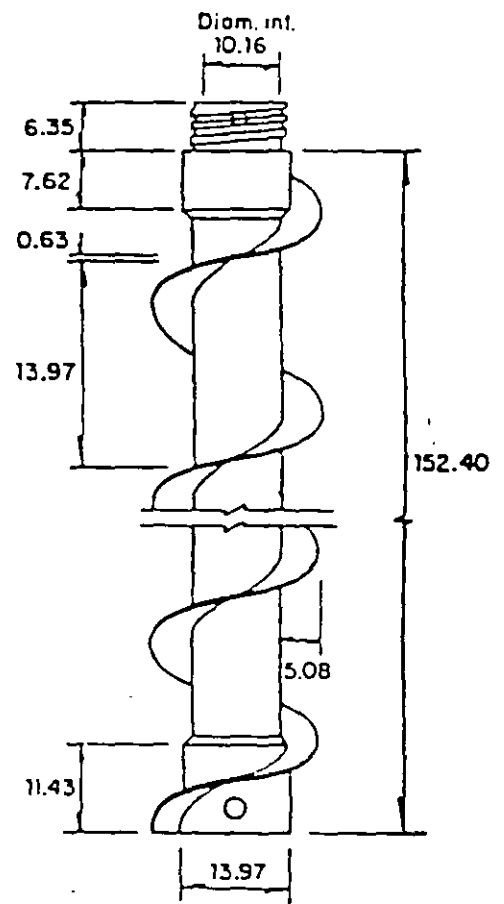


Barra



Broca

FIG.II.17. Barra y broca helicoidal



Acotaciones en cm.

FIG.II.18. Ademe helicoidal

6.4 PERFORACIÓN EN SECO.

Esta técnica se ha desarrollado fundamentalmente para la exploración geotécnica. utiliza barras con una helicoides lateral que transporta a la superficie y en seco el material que corta con la broca

La perforación en seco es la técnica más recomendable para realizar sondeos arriba del nivel freático. porque no altera el contenido de agua del suelo, abajo del nivel freático es también recomendable porque alcanza mayor eficiencia que los métodos antes descritos. Se puede aplicar en casi todos los suelos. a condición de que la perforadora tenga la potencia necesaria para introducir la broca y que la perforación sea estable; es caso de que no lo sea. se debe utilizar ademe espiral.

EQUIPO.

Para esta técnica se requiere contar con una perforadora rotatoria con potencia mínima de 50 HP y mecanismo hidráulico con carrera mínima de 1.5 m. Las barras helicoidales (fig.II.17) son de 10 ó 15 cm de diámetro y se manejan en tramos de 1.5 m de longitud que se unen con pernos de presión que transmiten la rotación en cualquier sentido. La broca de corte consiste simplemente en un conjunto de buriles de carburo-de tungsteno que contrúan el plano de la helicoides.

El ademe helicoides se muestra en la fig. II. 18, su diámetro interior más usual es de 10 cm, en tramos de 1.5 m de longitud que se enroscan entre sí y llevan un perno lateral que permite girar esta herramienta en cualquier sentido. En la figura II.18 no se muestran las barras centrales con el tapón obturador para el avance sin muestreo.

La perforación con barras helicoidales básicamente consiste en introducir las a una velocidad de rotación del orden de 50 r.p.m. para que saquen a la superficie el material cortado. Una vez que se alcanza la profundidad necesaria se saca lentamente la columna, porque puede ejercerse succión que aflojaría el material de fondo. En el caso de que la perforación sea inestable es conveniente enjarrar lodo en las paredes de la perforación introduciéndolo desde la superficie. La profundidad máxima que se puede alcanzar con esta técnica es del orden de 30 m.

La perforación en seco con ademe helicoidal es probablemente la técnica más eficiente en la exploración geotécnica. consiste en introducir el ademe con el tapón central que obtura su extremo como se muestra en la fig. III.19.a. a continuación se retira el tapón con las barras centrales y queda libre el extremo fig III 19 b. para permitir que se introduzca el muestreador con que se obtengan las muestras. fig.III 19.c. enseguida se vuelve a colocar el tapón obturador y continua la perforación

Esta técnica limita el diámetro del muestreador con que se puede operar, salvo que se utilicen ademes de 15 cm de diámetro interior para lo cual se requieren máquinas con potencia de por lo menos 50 HP.

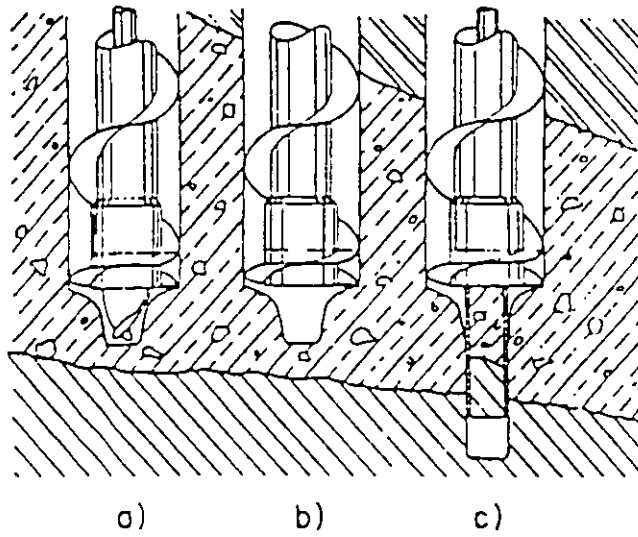


FIG.III.19. Operación del ademe helicoidal

The Longyear 44 Diamond Core Drill

1. MAIN HOUSING — strength and rigidity built into main housing for long life and for smooth, trouble-free drilling all the way and all the way back. Tracked in-line bearing and full oil lubrication.

2. PLANETARY GEAR HOIST — fully supported by ball bearings for long life and for smooth, trouble-free drilling all the way and all the way back. Tracked in-line bearing and full oil lubrication.

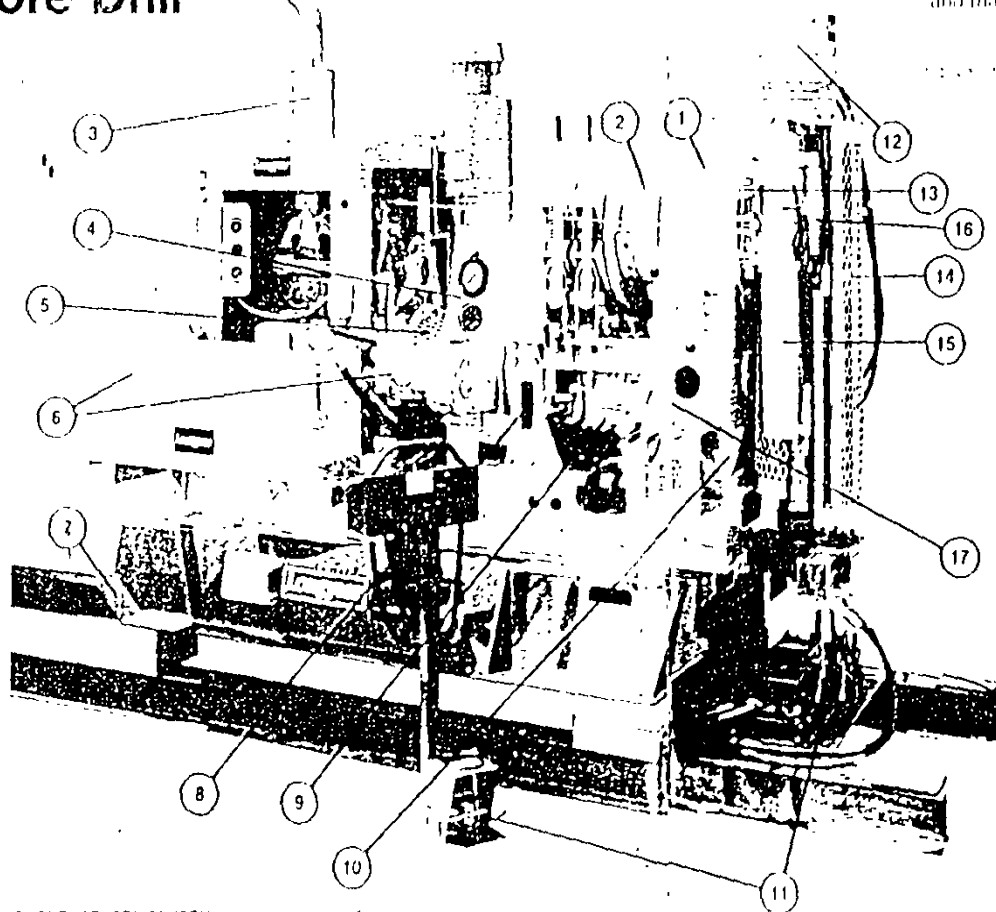
3. PRIME MOVER — self-priming, self-lubricating, self-cooling, self-protecting. Modular design built with a choice of one or two diesel engines. Gasoline and electric drive units and special diesel engine for high altitude service. Portable units for 1000 ft are available. Call for order. Fuel saving units are available if you wish to supply your own fuel unit.

INSTRUMENTATION (OPTIONAL) — gives visual information on drill string and bit depth. (See page 7 for details.)

FLEXIBLE COUPLING — compensates for misalignment and cushion shocks imposed by drilling. Protected by a metal guard.

HIGH CAPACITY HYDRAULIC SYS — features a variable volume, variable compensated axial piston pump which delivers exactly the amount of oil that the drill bit requires. Also includes a large reservoir, fully located for efficient servicing. Built-in air filter and amp. (See page 9 for details.)

ID — welded structural steel core bit provides long life under severe operating conditions. Modular design for easy transfer of drill from skid to trailer mount and vice versa.



8. OVERCENTER CLUTCH — for overcenter clutch, no need for long periods of time. When the drill is running without cutting, undrilling or wear.

9. FOUR SPEED TRANSMISSION — SYNCHRO MESH — 4 forward speeds. Also includes reverse, which is intentionally difficult to engage because use of reverse is not recommended.

10. OIL BATH LUBRICATION SYSTEM — provides full oil bath for all gears, bearings, and shafts. Lubrication is easily accessible. Three Speed 4-Way Hydraulic Valve — valves mounted externally within a hinged bracket for easy access and operator convenience. Includes fittings for connecting Automatic Pre-Torque and Break Out Tool.

11. AUTOMATIC PRE-TORQUE AND BREAK OUT TOOL (OPTIONAL) — takes care of the back-breaking task of unthreading tight rod joints. Also pre-torques rods to pre-determined values when lowering the drill string back into the hole. (See page 9 for details.)

12. AUTOMATIC CHUCK (OPTIONAL) — eliminates manual chucking operation to increase drilling efficiency and operator safety. Reduces vibrations and increases drilling performance.

13. QUICK CHANGE HINGE PLATE — features ball pin and bearing mounting design which allows simple and fast removal — no need to remove or disassemble the entire hinge plate. Provides substantial time and labor savings when maintenance or replacement becomes necessary.

14. SAFETY HEADGUARDS — designed to improve drill crew safety. Safety headguards may be ordered factory installed on new drills or in kit form for field installation on existing Longyear rigs. (Standard in USA, optional elsewhere.)

15. HYDRAULIC SWIVEL HEAD — incorporates twin 1 in. (25.4 mm) ID cylinders widely spaced for extra stability with a full 2 in. (51.2 mm) stroke. Hexagonal drive rod features a 3 in. (76.2 mm) ID suitable for passing HQM (O) and CHD-101 wireline rods, HW rods and HW casing. The swivel frame is made of cast steel for extra strength to withstand the severe stresses imposed by drilling full 360° drilling angle range for surface and underground applications.

16. FAST RETURN VALVE — permits the operator to return the rod to top stroke without disturbing the feed valve setting and with less pressure than was previously possible. (See page 7 for details.)

17. FINE FEED CONTROL — the needle valve allows precise control of bit weight and feed rate and is located next to the main control valves for the operator's convenience.

Drilling Depth Guidelines

Drill Rod	Feet	Meters
AW	3100	945
AO	4350	1326
BW	3200	975
BO	3400	1036
BCO	3950	1204
NW	2500	762
NO	2650	808
NCO	3070	939
CHD 25	2410	734
HW	1650	503
HO	1750	533
HCO	2350	716
CHD 101	1550	472
PO	1300	396

Drill Rod	Feet	Meters
AW	3100	945
AO	4350	1326
BW	3200	975
BO	3400	1036
BCO	3950	1204
NW	2500	762
NO	2650	808
NCO	3070	939
CHD 25	2410	734
HW	1650	503
HO	1750	533
HCO	2350	716
CHD 101	1550	472
PO	1300	396

*Based on vertical, straight, non-fluid filled holes. Actual hole depths depend on type of material used, equipment condition, machine condition, and operator technique and experience.

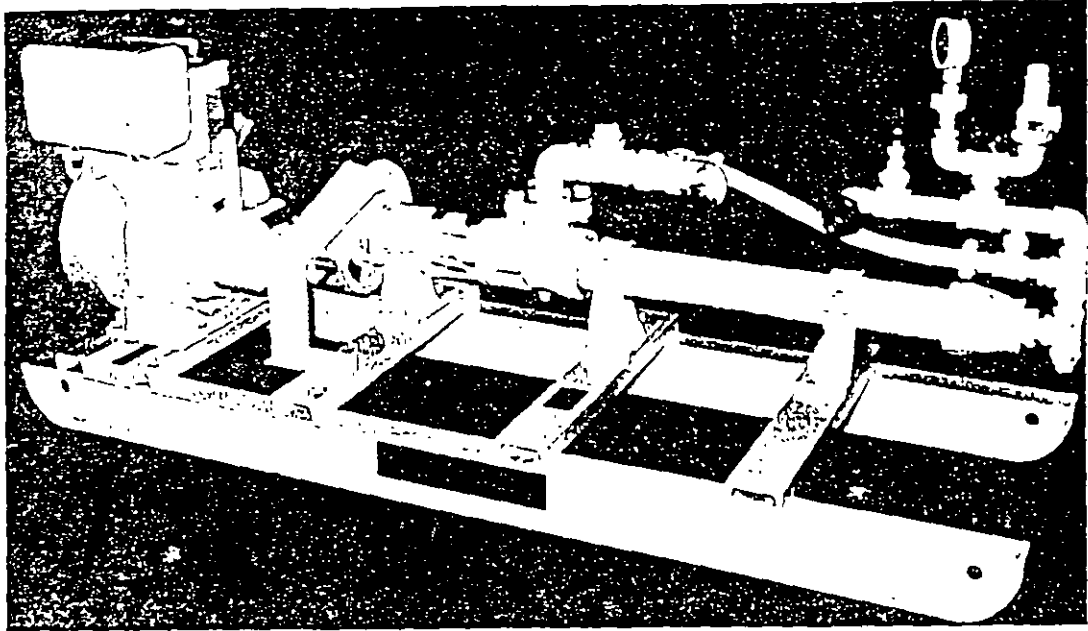
acker PUMPING STATIONS

ACKER MOVING PUMPING STATIONS SINGLE AND MULTI SPEED MODELS

For pumping water, mud and cement grout fluids.

PUMP FEATURES

- Positive Displacement
- Automatic Pressure Relief Valve
- Rubber Liner and Stainless Steel Rotor
- By-pass and Control Valves (Optional)
- Rugged Serviceable Steel Drag Skid Base



ACKER MOVING PUMPING STATIONS
FOR DIAMOND CORE DRILLING

SINGLE SPEED ACKER MODELS - POSITIVE DISPLACEMENT

TRANSMISSION MODEL

SPECIFICATIONS	APS 4-17		APS 5-9		APS 6-44		APS 7-27		APS 7T-27	
MOUNTING	Skid		Skid		Skid		Skid		Skid	
HORSEPOWER	7.5		6.5		11.2		11.2		14.4	
COOLING	Air		Air		Air		Air		Air	
POWER	Gasoline		Gasoline		Gasoline		Gasoline		Gasoline	
STARTING	Hand		Hand		Hand		Hand		Hand	
MAX PSI	150		225		150		225		225	
MAX in^3/min	10.5		15.8		10.5		15.8		15.8	
SPEEDS	Constant		Constant		Constant		Constant		1-2-3-4 Speeds	
GPM	17.5		26		44.0		27.5		4.3-8.9-16.3-27.5	
LITERS/MIN	65.9		98.9		165.8		101.9		16.2-33.5-61.4-103.6	
PUMP TYPE	2L4		3L4		2L6		3L6		3L6	
SUCTION	1 1/2 inch		1 1/2 inch		2 inch		2 inch		2 inch	
DISCHARGE	1 inch		1 inch		1 1/2 inch		1 1/2 inch		1 1/2 inch	
RELIEF VALVE	Adjustable		Adjustable		Adjustable		Adjustable		Adjustable	
PRESSURE GAUGE	0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI		0 to 500 PSI	
CLUTCH	Built-in		Built-in		Built-in		Built-in		Built-in	
V-BELT DRIVE	Multiple		Multiple		Multiple		Multiple		Multiple	
BY-PASS PIPING	Optional		Optional		Optional		Optional		Optional	
EST. DIMENSIONS	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm
LENGTH	50	1270	70	1778	85	2159	87	2209	90	2438.4
WIDTH	26	660.4	27	685.8	30	762	30	762	30	762.0
HEIGHT	17	431.8	17	431.8	33	838	33	838	33	838.7
EST. SHIPPING WEIGHT	lbs	kg	lbs	kg	lbs	kg	lbs	kg	lbs	kg
NET WEIGHT	303	136	350	158.5	745	337.4	770	348.8	945	428.0
GROSS WEIGHT	380	172	420	190.2	845	382.7	870	394.1	1045	473.3
CUBE FOR EXPORT										
CU. FT. - CU. METER	12.7	3.6	18.0	5.2	48.6	13.7	49.9	14.0	55.0	15.5

BIBLIOGRAFÍA

- 1 - Marsal, R.J
Notas sobre Diseño y construcción de cimentaciones en el D.F.C.F.E 1986.
- 2.- C.F.E.
Manual de Diseño de Obras Civiles. Geotecnia B.2.2 1992.
- 3 - D.D.F
Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y Normas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones 1993.
- 4 - STC
100 km. de Metro.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO: PROPIEDADES,
INDICES Y MECANICAS**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

VERIFICACION DE SEGURIDAD DE
CIMENTACIONES SOMERAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA

PARA CIMENTACIONES DESPLANTADAS
EN SUELOS FRICCIONANTES:

$$\underline{\Sigma Q F_e / A < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_R + p_v}$$

donde:

$\Sigma Q F_e$: suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga .

\bar{p}_v : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m².

N_q : coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp [\pi \tan \phi] \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$$

siendo ϕ el ángulo de fricción interna del material.

γ : peso volumétrico del suelo en ton / m³

B : ancho de la cimentación en m.

N_γ : coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

F_R : factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las NTCDCCRDF 1987.

p_v : presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, en ton / m².

VERIFICACION DE SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERAS

ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \frac{\sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z}{\quad}$$

donde:

ΔH : *asentamiento de un estrato de espesor H.*

e_0 : *relación de vacíos inicial .*

Δe : *variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.*

Δz : *espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.*

CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA (1)

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas, se calculará como sigue:

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = [\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v] A_p$$

donde :

- C_p : capacidad por punta [ton] .
 \bar{p}_v : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de los pilotes [ton / m²]
 N_q^* : coeficiente de capacidad de carga definido por :

$$N_q^* = N_{\min} + L_e (N_{\max} - N_{\min}) / [4B \tan (45^\circ + \phi / 2)]$$

cuando : $L_e / B \leq 4 \tan (45^\circ + \phi / 2) ,$

o bien : $N_q^* = N_{\max}$

cuando : $L_e / B \geq 4 \tan (45^\circ + \phi / 2) .$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N _{máx}	12.5	26.0	55.0	132.0	350.0
N _{mín}	7.0	11.5	20.0	39.0	78.0

(CONTINUA EN DOCUMENTO 2) →

NORMAS TECNICAS DE CIMENTACIONES RDF 1987

CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

← (PROVIENE DE DOCUMENTO 1)

ESTADOS LIMITE DE FALLA

(2)

- FR: *factor de resistencia igual a 0.35 .*
- pv: *presión vertical total debida al peso del suelo
a la misma profundidad [ton / m²] .*
- Ap: *área transversal de la pila o del pilote
[ton / m²] .*

CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA O PILAS

ESTADOS LIMITE DE FALLA

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas, se calculará como sigue:

- Para suelos cohesivos:

$$C_p = [C_u N_c^* F_R + p_v] A_p$$

donde:

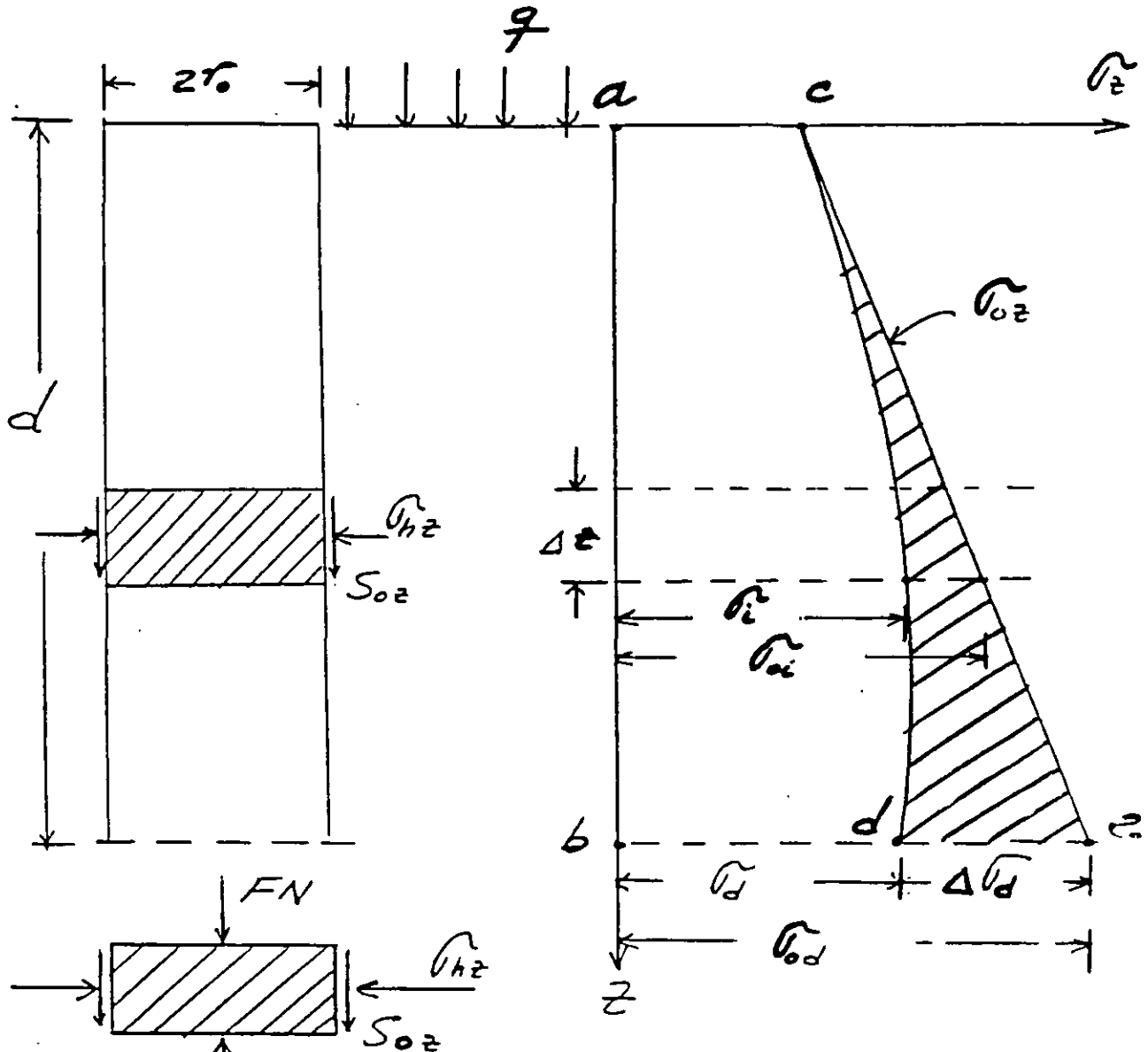
- C_p : capacidad por punta [ton].
- C_u : cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial UU [ton / m²].
- N_c^* : coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente :

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

- F_R : factor de resistencia igual a 0.35 .
- p_v : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes [ton / m²].
- A_p : área transversal de la pila o del pilote [m²].

CRITERIO DE ZEEVAERT.

FENÓMENO DE FRICCIÓN NEGATIVA



$$F_N + \frac{\partial F_N}{\partial z} dz$$

POR EQUILIBRIO PLÁSTICO.

$$\frac{\partial F_N}{\partial z} dz = \frac{2\pi \bar{r}_0 S_{0z} dz}{\bar{w}} (1)$$

HACIENDO $\bar{\omega} = 2\pi\bar{r}_0$, SE TIENE:

$$(FN)_d = \bar{\omega} \int_0^d S_{0z} dz \quad (2)$$

POR OTRA PARTE, $S_{0z} = K_\phi (\sigma_{0z} - \Delta\sigma_z)$ (3)

DONDE $K_\phi = \frac{\tan \phi_r}{N_\phi}$, SIENDO

$$N_\phi = \frac{1 + \sin^2 \phi_r}{1 - \sin^2 \phi_r}$$

$$(FN)_d = \bar{\omega} K_\phi \int_0^d \sigma_{0z} dz - \bar{\omega} K_\phi \int_0^d \Delta\sigma_z dz \quad (4)$$

$\int_0^d \sigma_{0z} dz$: ÁREA DE ESFUERZOS INICIALES (abec)

$\int_0^d \Delta\sigma_z dz$: ÁREA DE ALIVIO DE ESFUERZOS, SE PUEDE CALCULAR DE MANERA APROXIMADA COMO: $\frac{1}{3} \Delta\sigma_d \cdot d$

POR LO TANTO:

$$(FN)_d = \bar{\omega} K_\phi \int_0^d \sigma_{0z} dz - \bar{\omega} K_\phi \left(\frac{1}{3} \Delta\sigma_d \cdot d \right) \quad (5)$$

LLAMANDO \bar{a} EL ÁREA TRIBUTARIA EFECTIVA, Y SUPONIENDO QUE ÉSTA ES CONSTANTE CON LA PROFUNDIDAD,

$$\bar{a} = \pi (nr)^2, \text{ POR LO TANTO.}$$

$$\Delta \bar{v}_d = \frac{(FN)_d}{\bar{a}} \quad (6)$$

SUBSTITUYENDO (6) EN (5), SE OBTIENE

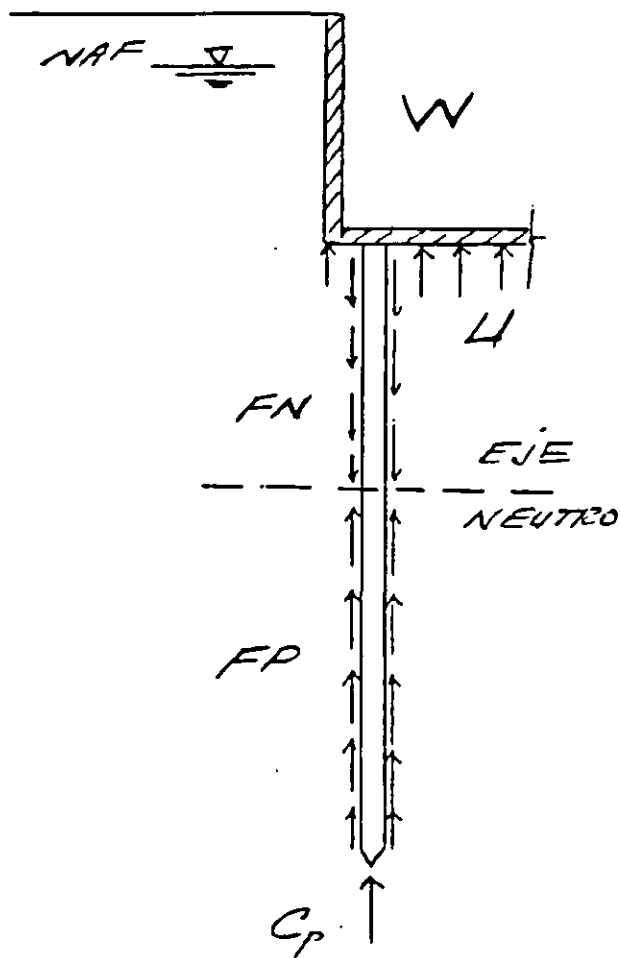
$$(FN)_d = \frac{\bar{\omega} K_\phi}{1 + \frac{\bar{\omega} K_\phi}{3} \frac{d}{\bar{a}}} \int_0^d \bar{v}_{0z} dz$$

PARA PILOTES Y PILAS AISLADAS:

$$\bar{a} = \pi (12r.)^2$$

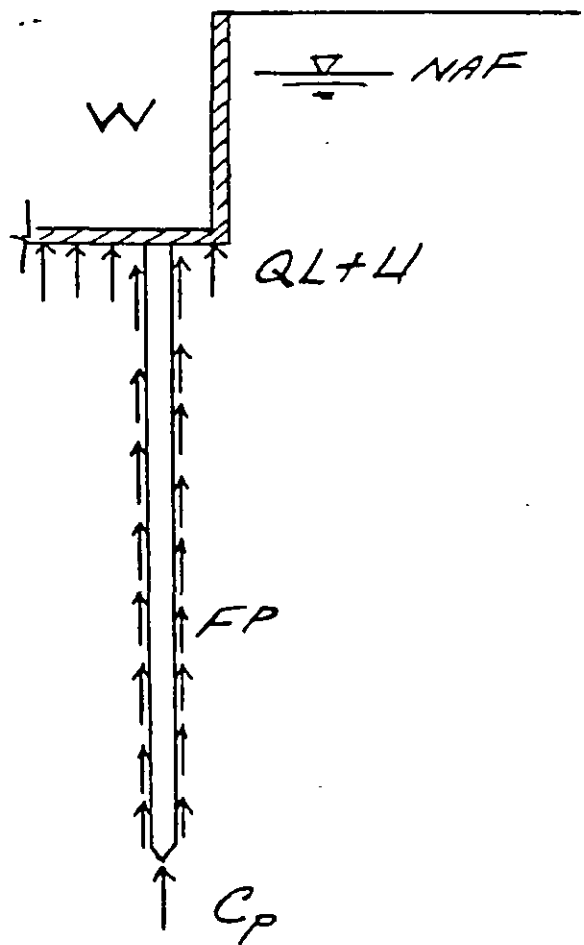
CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN.

SOLICITACIONES SOBRE PILOTES HINCADOS EN UN ESTRATO EN PROCESO DE CONSOLIDACION.



DISEÑO EN TÉRMINOS DE CAPACIDAD DE CARGA.

$$W + FN = FP + C_p + U$$



DISEÑO EN TÉRMINOS DE DEFORMACIONES.

$$W = QL + FP + C_p + U$$

CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN

ESTADOS LIMITE DE FALLA

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\underline{\Sigma Q F_e < R}$$

donde:

$\Sigma Q F_e$: *suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.*

R: *capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación.*

CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

ESTADOS LIMITE DE FALLA

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, se calculará como:

$$C_f = A_L f F_R$$

donde:

- C_f : capacidad por adherencia [ton] .
 A_L : área lateral del pilote [m^2] .
 f : adherencia lateral media pilote-suelo [ton / m^2] .
 F_R : factor de resistencia calculado por medio de:

$$F_R = 0.7 (1 - s / \overset{5}{2})$$

siendo s la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.

ANÁLISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

ESTADOS LIMITE DE FALLA ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$\underline{p_v + \sum q F_c < C_u N_c F_R}$$

donde :

- p_v : presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, dada en [ton / m²] .
- $q F_c$: sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga, dadas en [ton / m²] .
- C_u : cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas, en [ton / m²] .
- N_c : coeficiente de capacidad de carga dependiente de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D_f su profundidad.
- F_R : factor de resistencia igual a 0.6 . Si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7 .

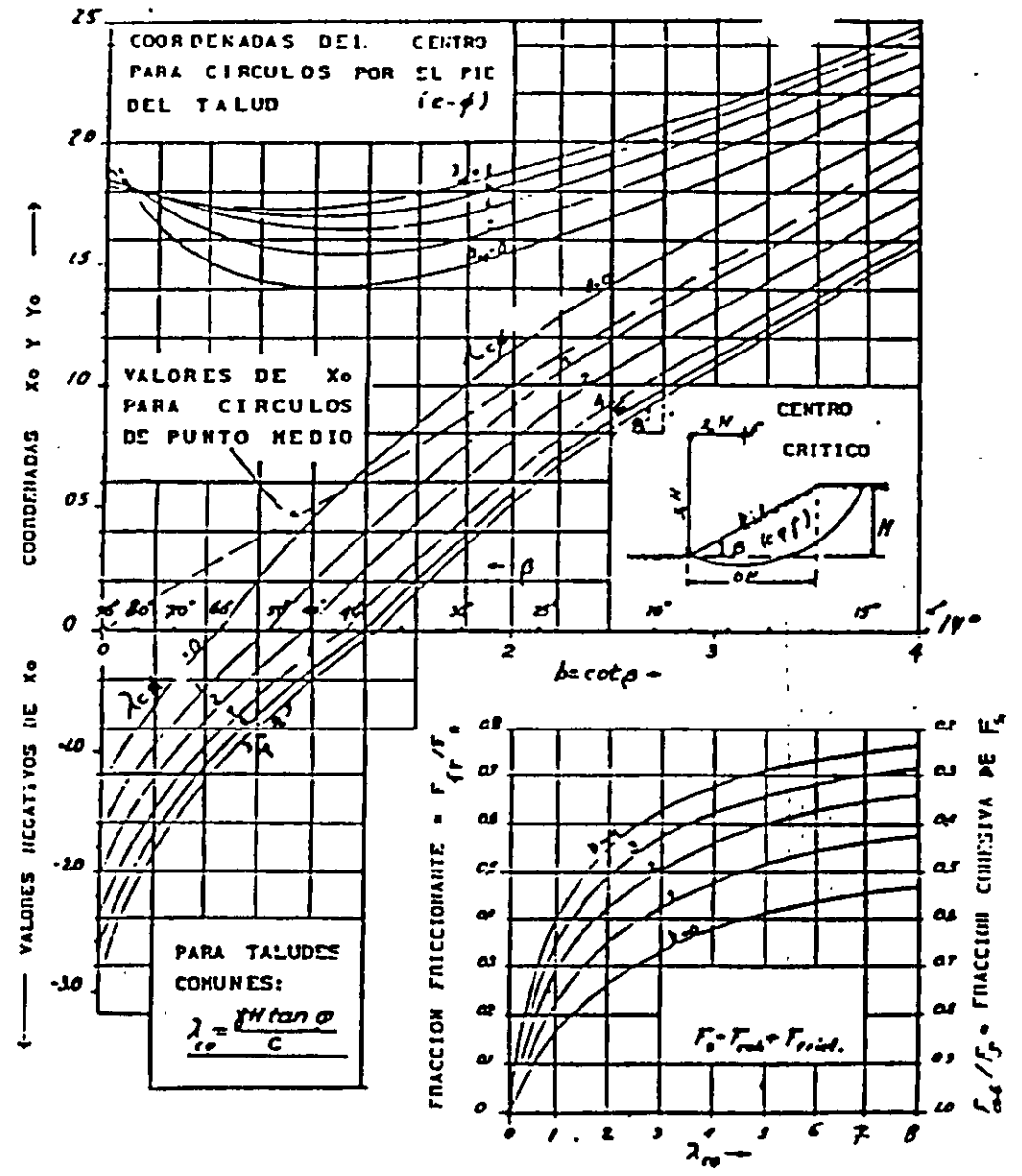
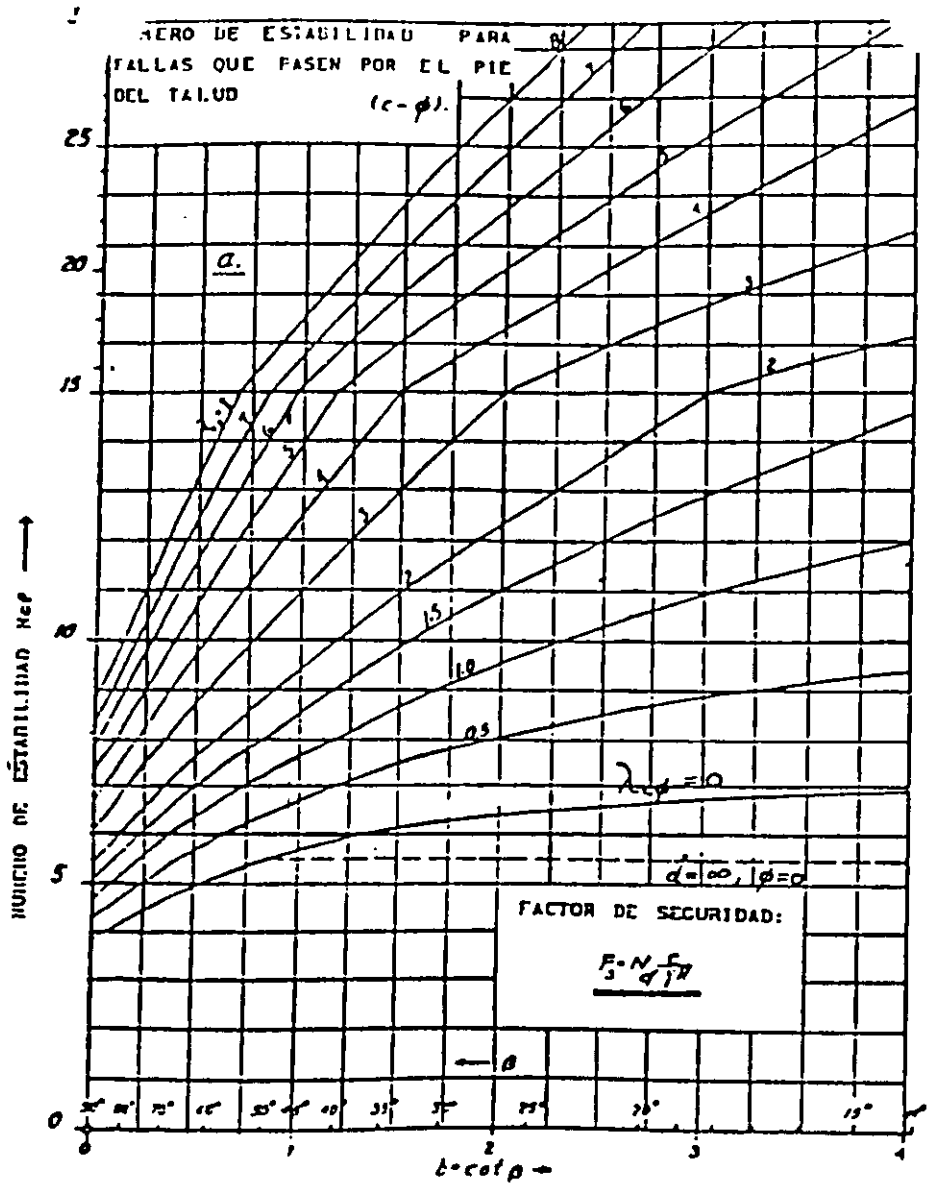


FIG.II.C.2.1 , NUMERO DE ESTABILIDAD, COORDENADAS DEL CENTRO Y RESISTENCIA POR FRICCION, PARA CIRCULOS CRITICOS QUE PASEN POR EL PIE DEL TALUD, CUANDO $\phi > 0$ (JANBU 1954)

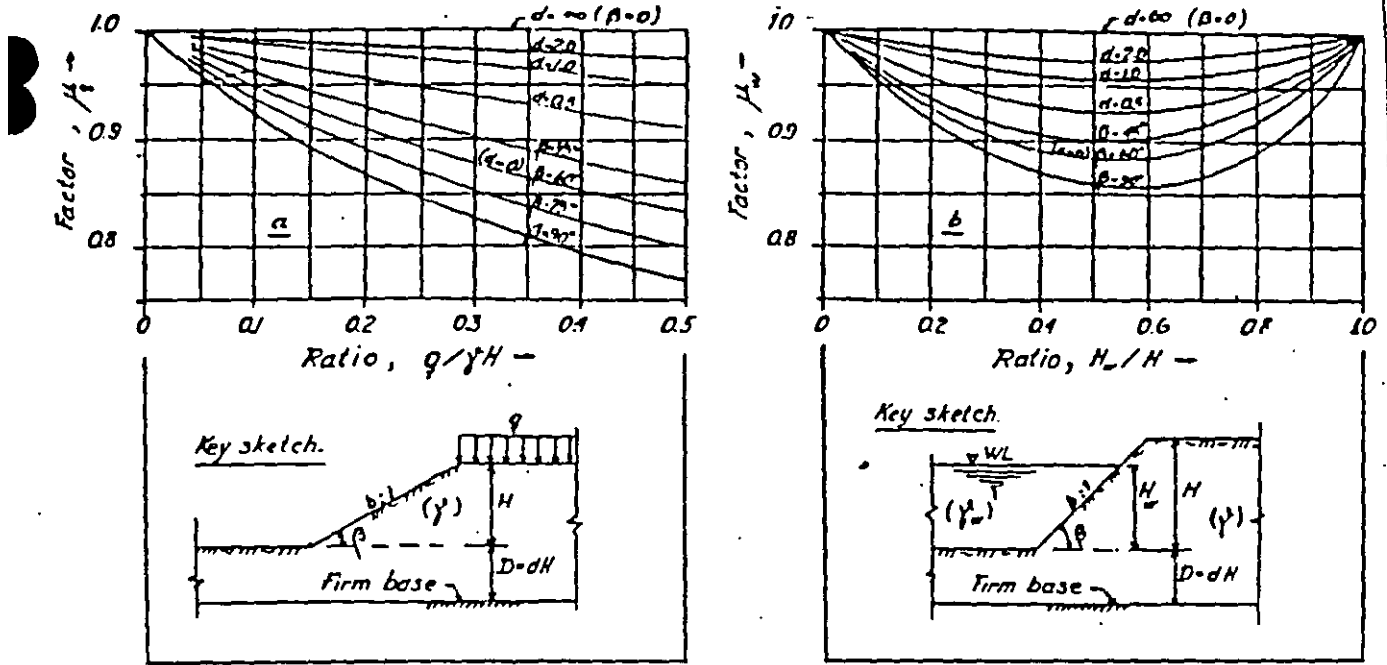
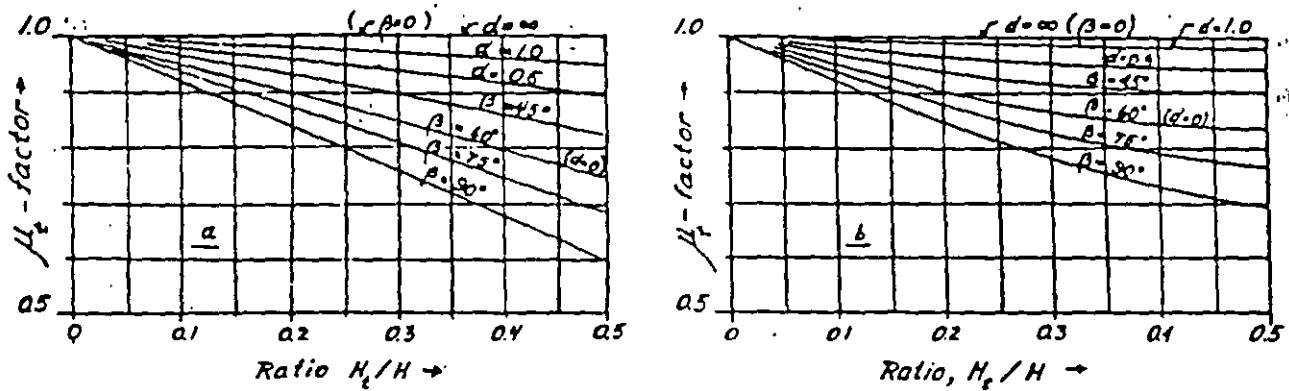


FIG. 2-2. REDUCTION FACTORS μ_q AND μ_w .

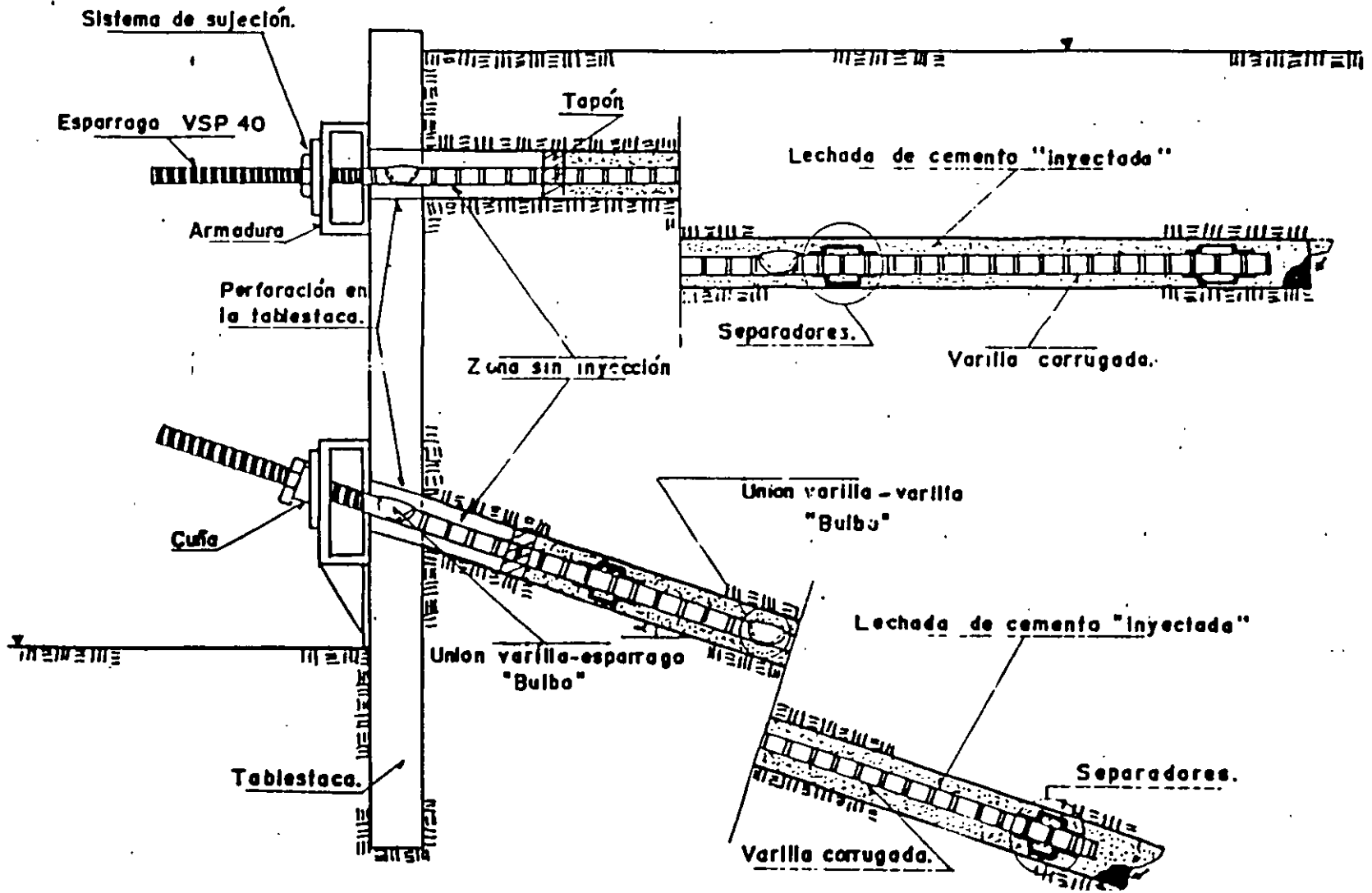


Key sketch. Tension cracks. **Graph a:** Full hydrostatic pressure is acting in the tension cracks.

Graph b: The hydrostatic pressure is equal to zero.

FIG. 2-4. REDUCTION FACTOR μ_t .

FIG.13 Anclas horizontales y con ángulo de inclinación en su perforación.



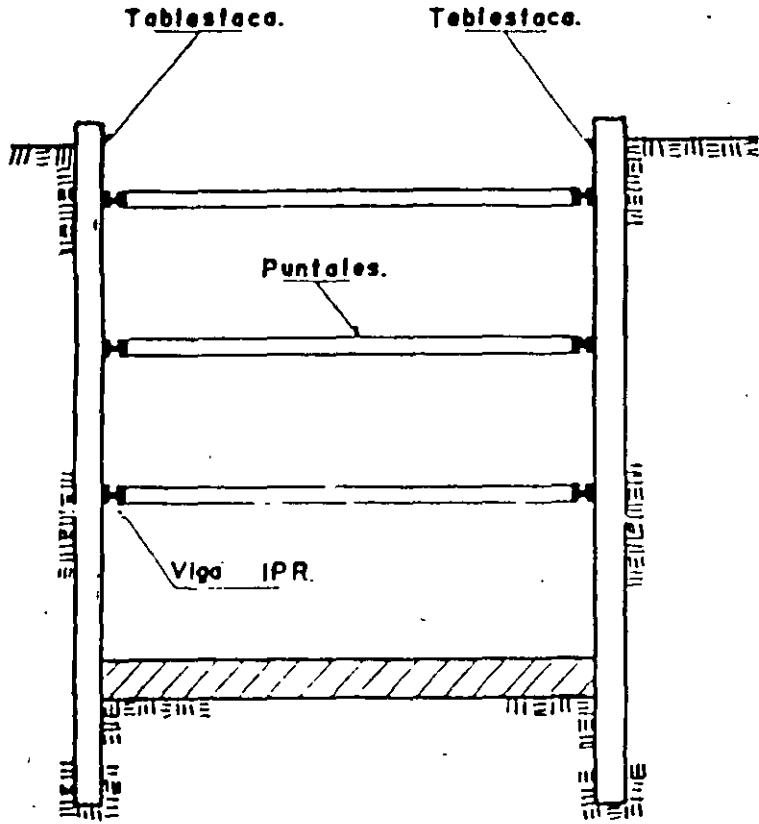


FIG.12.a Troquelamiento transversal.

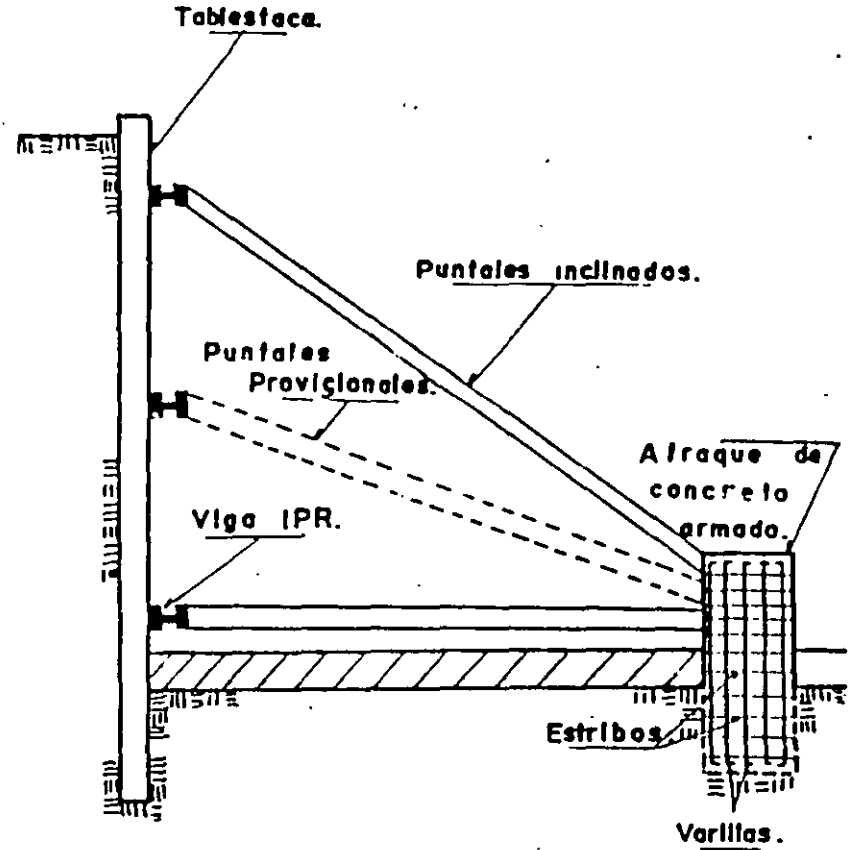
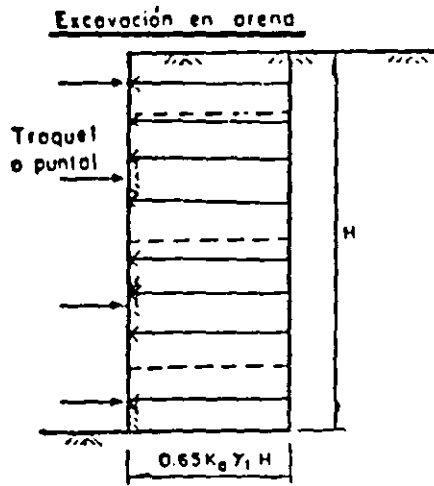


FIG.12.b. Troquelamiento con inclinación.

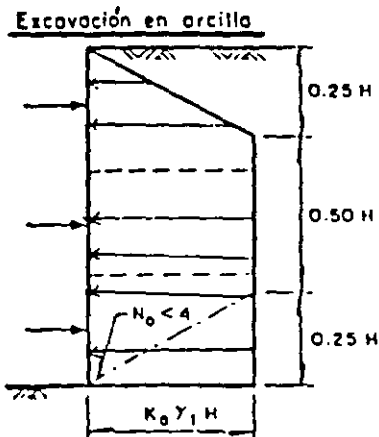
18/34

B.1



$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

ϕ : ángulo de fricción interna

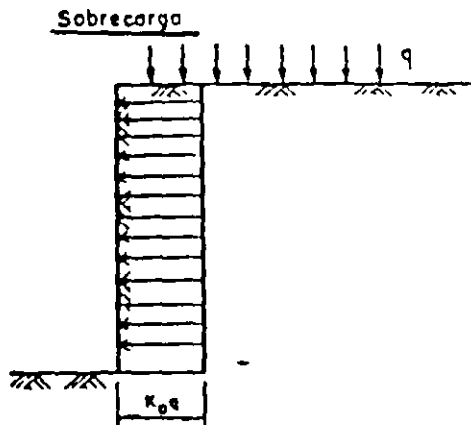


c : resistencia no drenada

γ_t : peso volumétrico húmedo

$$N_o = \gamma_t H / c$$

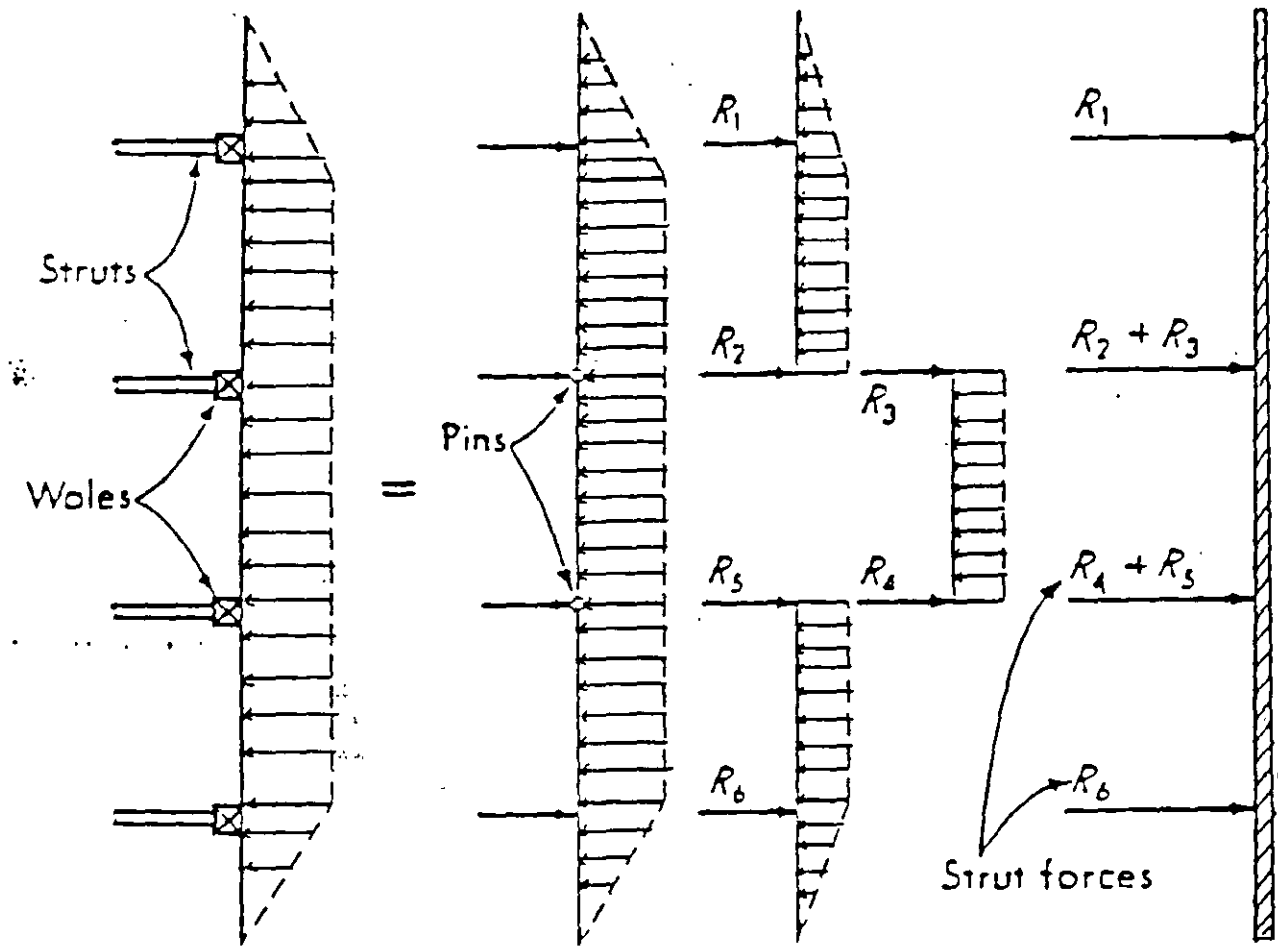
Si $N_o < 4$, $K_a = 0.2$ a 0.4 (los valores menores se emplearán sólo cuando el movimiento de los muros se mantenga en un mínimo y el período de construcción sea corto)



K_o : coeficiente de reposo, calculado como $1 - \sin \phi$.

Se supone que la sobrecarga es de extensión infinita. Si este no fuera el caso, empléense las fórmulas de la fig 1.5

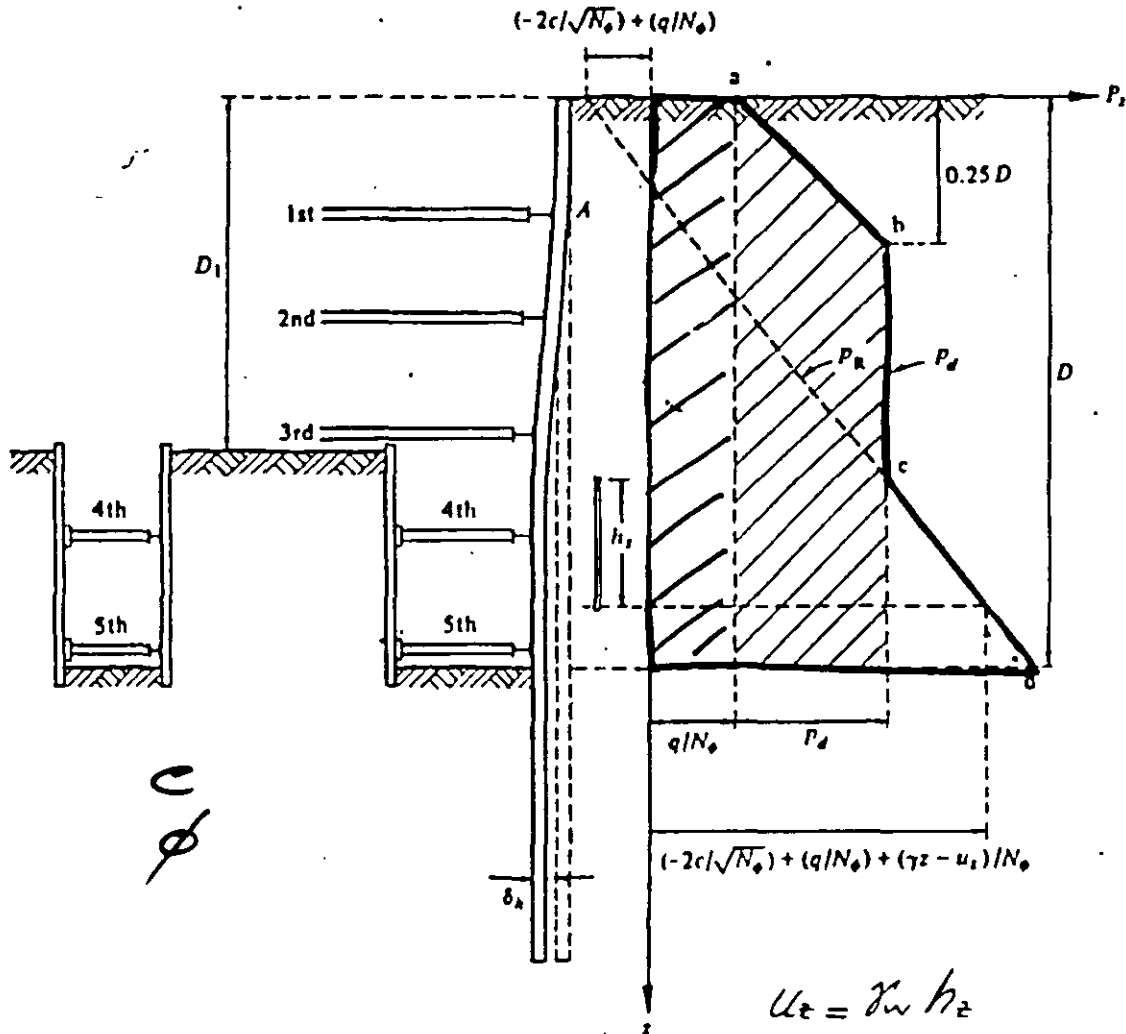
Presiones laterales en excavaciones ademadas



For bending in sheeting

Fig. METODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS DE TABLESTACAS APUNTALADAS.

EMPUJES EN UN TABLETADO
(ZEEVAERT, 1973)



$$E_a' = \frac{D + 0.75D}{2} P_d \quad E_a' = \frac{1.75D}{2} P_d$$

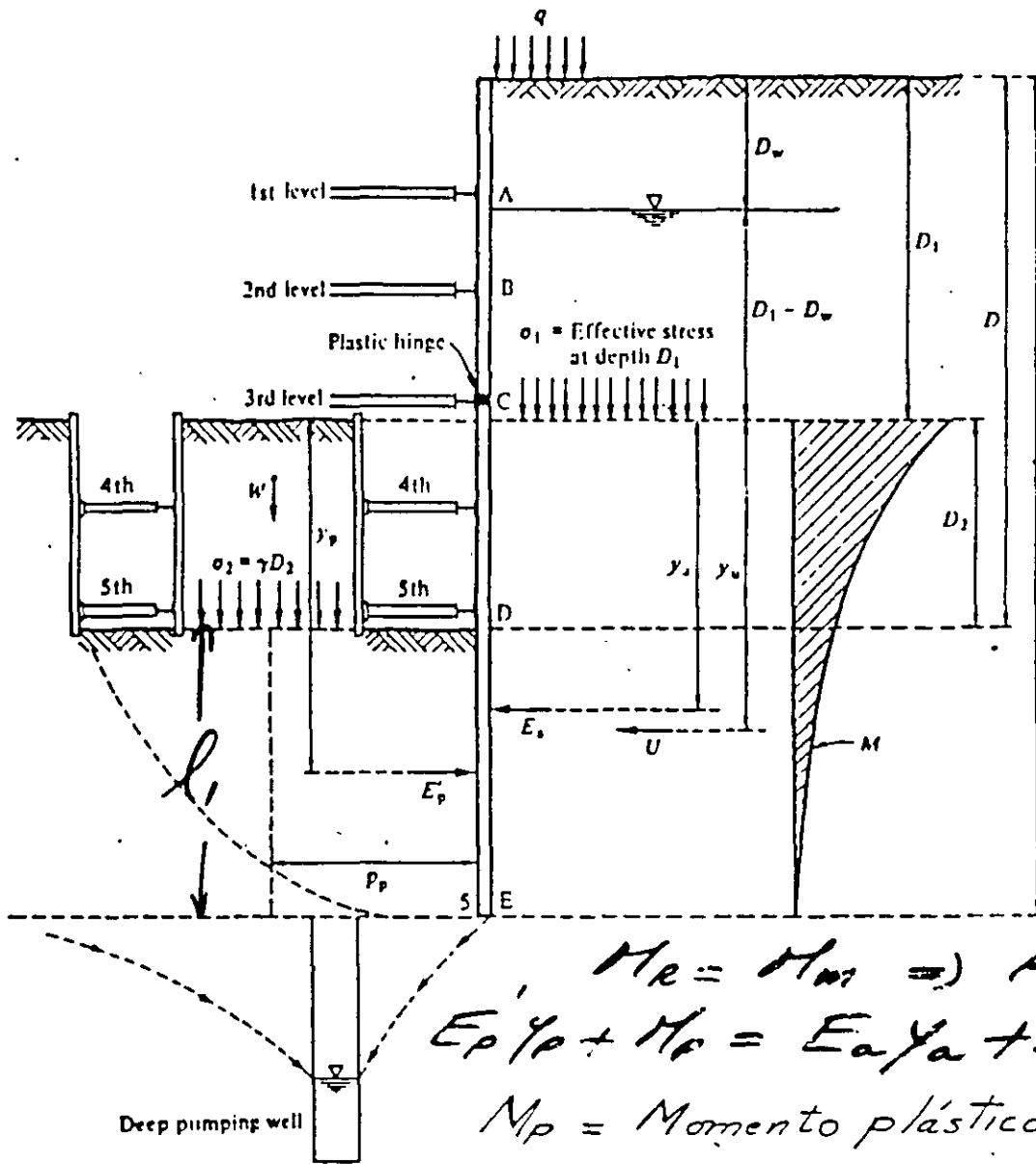
$$P_d = \frac{1.14}{D} E_a'$$

$$P_z = -\frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{1}{N_\phi} \left(\sum_1^z \gamma_i \Delta z_i + \gamma - u_z \right)$$

$$P_d = 1.14 \frac{E_a'}{D}$$

$$E_a' = 1.1 \sum_0^D \left[-\frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{1}{N_\phi} \left(\sum_0^z \gamma_i \Delta z_i - u_z \right) \right] \Delta z$$

EMPUJES EN UN TABLESTACADO



$$M_e = M_m \Rightarrow FS = 1$$

$$E_p y_p + M_p = E_a y_a + U y_u$$

$M_p = \text{Momento plástico}$

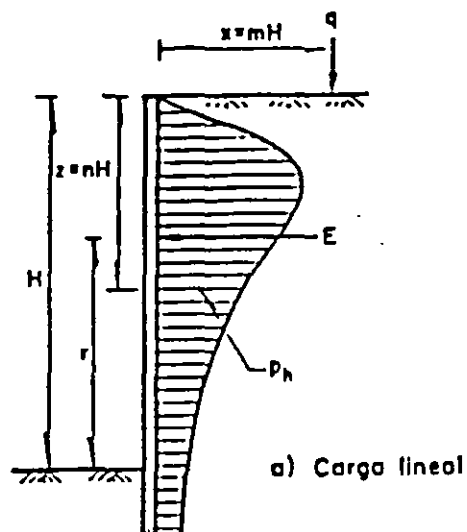
$$E_p' = \frac{E_a y_a + U y_u - M_p}{y_p}$$

$$P_p = \frac{E_p'}{\underbrace{l - D}_{l_1}}$$

$$FS = \frac{E_p}{E_p'}$$

E_p : empuje pasivo

E_a : empuje activo ?



Para $m > 0.4$

$$p_h = \frac{4q}{\pi H} \frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)^2}$$

$$E = \frac{2}{\pi} \frac{q}{m^2 + 1}$$

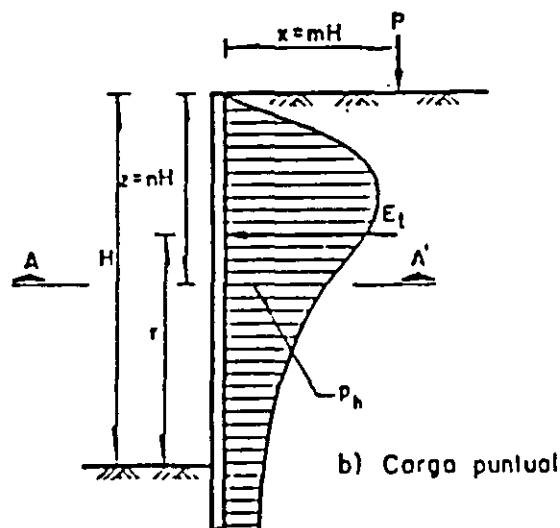
$$r = 0.52 H$$

Para $m \leq 0.4$

$$p_h = \frac{q}{H} \frac{0.2 n}{(0.16 + n^2)^2}$$

$$E = 0.55 q$$

$$r = 0.6 H$$



Para $m > 0.4$

$$p_h = 1.77 \frac{P}{H^2} \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

$$p'_h = p_h \cos^2 (1.1 \psi)$$

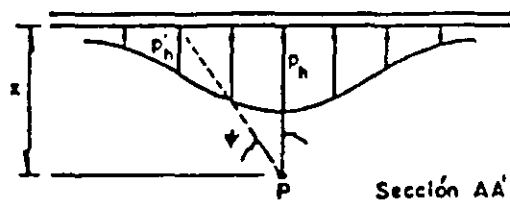
$$E_T = P \frac{0.25}{(1 + m^2)^2}$$

$$r = 0.48 H$$

Para $m \leq 0.4$

$$p_h = 0.28 \frac{P}{H^2} \frac{n^2}{(0.16 + n^2)^2}$$

$$r = 0.59 H$$



- q carga por unidad de longitud
- p_h esfuerzo horizontal
- E empuje por unidad de longitud
- P carga concentrada
- E_T empuje total

NOTA:

Las distribuciones de presiones están basadas en soluciones elásticas y corregidas por mediciones experimentales.

FIG 1.5 Presiones laterales sobre la pared de una excavación vertical, debidas a sobrecargas superficiales

ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES.

EN EL DISEÑO DE EXCAVACIONES SE CONSIDERAN LOS SIGUIENTES ESTADOS LIMITE (ART. 228, CAP. VIII, RCDF).

DE FALLA:

A). TALUDES; METODO DE EQUILIBRIO LIMITE.

-MECANISMOS DE EXTRUSION DE ESTRATOS BLANDOS.

B). FALLA POR SUBPRESION DE ESTRATOS PERMEABLES

C). ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS.

-DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE LOS ADEMES.

-EMPUJES SOBRE TROQUELES.

D).ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS VECINAS.

DE SERVICIO:

A). EXPANSIONES INSTANTANEAS Y DIFERIDAS POR DESCARGA

-CRITERIOS ELASTICOS, *TEORIA DE TERZAGHI*

B). ASENTAMIENTO DEL TERRENO NATURAL ADYACENTE A LAS EXCAVACIONES.

ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

ESTADOS LIMITE DE FALLA FALLA POR SUBPRESION EN ESTRATOS PERMEABLES

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a :

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w$$

donde :

h :	<i>espesor de la capa impermeable.</i>
h_w :	<i>altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable.</i>
γ_w :	<i>peso volumétrico del agua.</i>
γ_m :	<i>peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.</i>

OBSERVACION : *Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.*

ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

ESTADOS LIMITE DE SERVICIO:

PRINCIPALES FACTORES QUE AFECTAN LOS MOVIMIENTOS EN EXCAVACIONES ADEMADAS

-DISTRIBUCION DE LAS CARGAS APLICADAS A LOS PUNTALES

-RELACION EMPUJE DE TIERRAS / REACCION DE PUNTALES

-DISTRIBUCION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

-GEOMETRIA DE LA EXCAVACION

-RIGIDEZ DEL MURO

-SEPARACION DE PUNTALES

CRITERIO DE STEINBRENNER PARA CALCULO DE DEFORMACIONES INMEDIATAS

La deformación que se genera en la esquina de un área flexible uniformemente cargada, desde la superficie del suelo hasta la profundidad z , está dada por:

$$\delta = \frac{q B}{E} [(1-\nu^2)F_1 + (1-\nu-2\nu^2)F_2]$$

donde:

q : carga uniformemente repartida en t/m^2

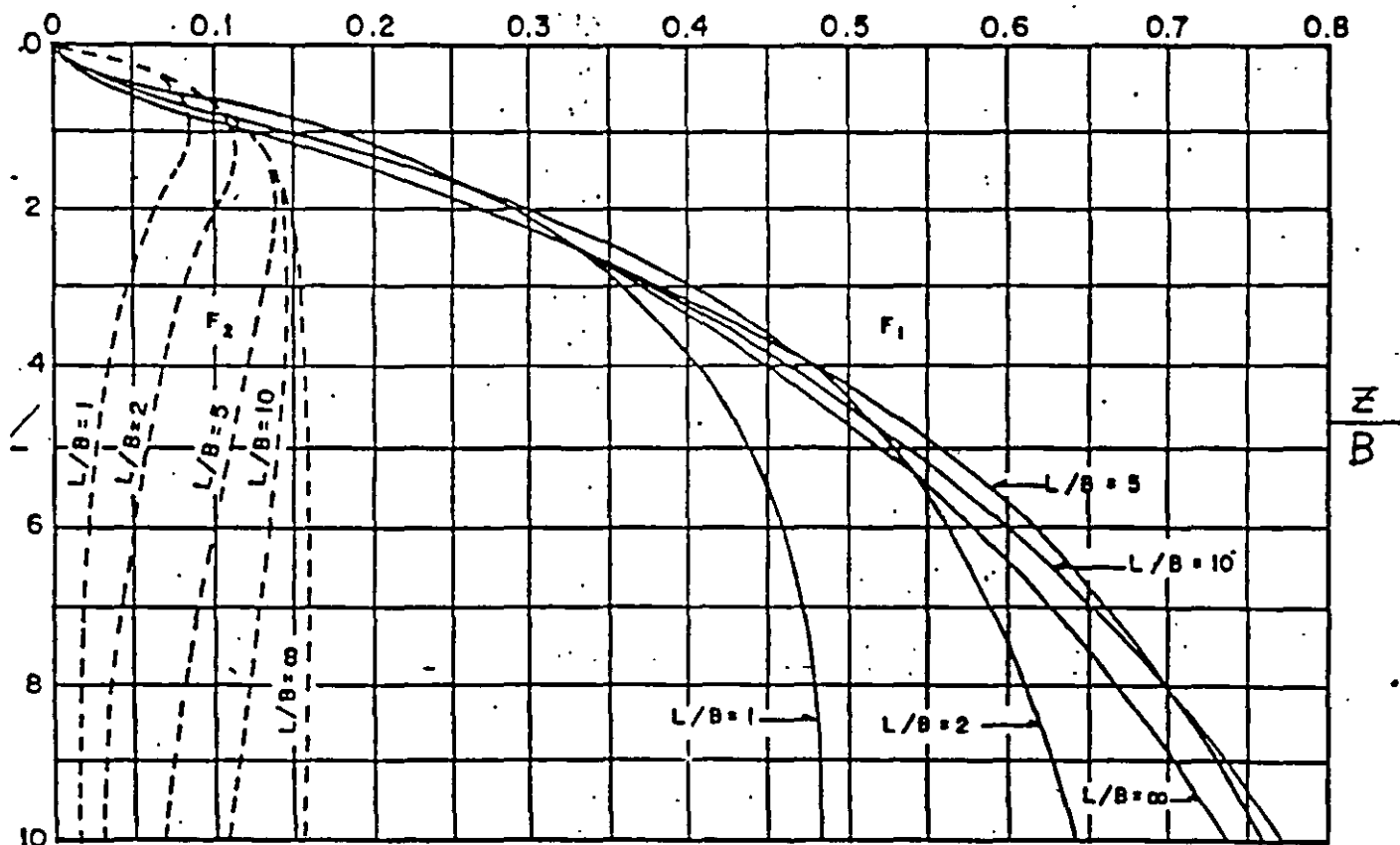
B : ancho del cimiento en m

E : módulo de elasticidad del suelo, en t/m^2

ν : relación de Poisson

F_1 y F_2 : funciones que dependen de la geometría del cimiento y de la profundidad z

Valores de F_1 (—) y F_2 (----)



Factores de influencia F_1 y F_2

"EFFECTS OF EXCAVATION
INDUCED MOVEMENTS IN
CLAY ON ADJACENT
STRUCTURES", 1986
B. WAYNE CLOUGH.

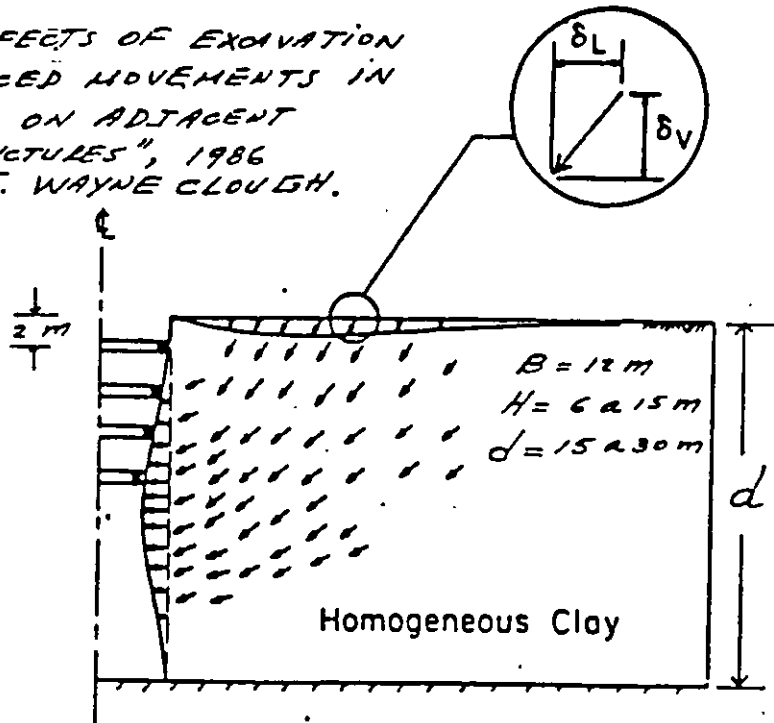


Figure Movement Patterns for Excavation in Soft Clay

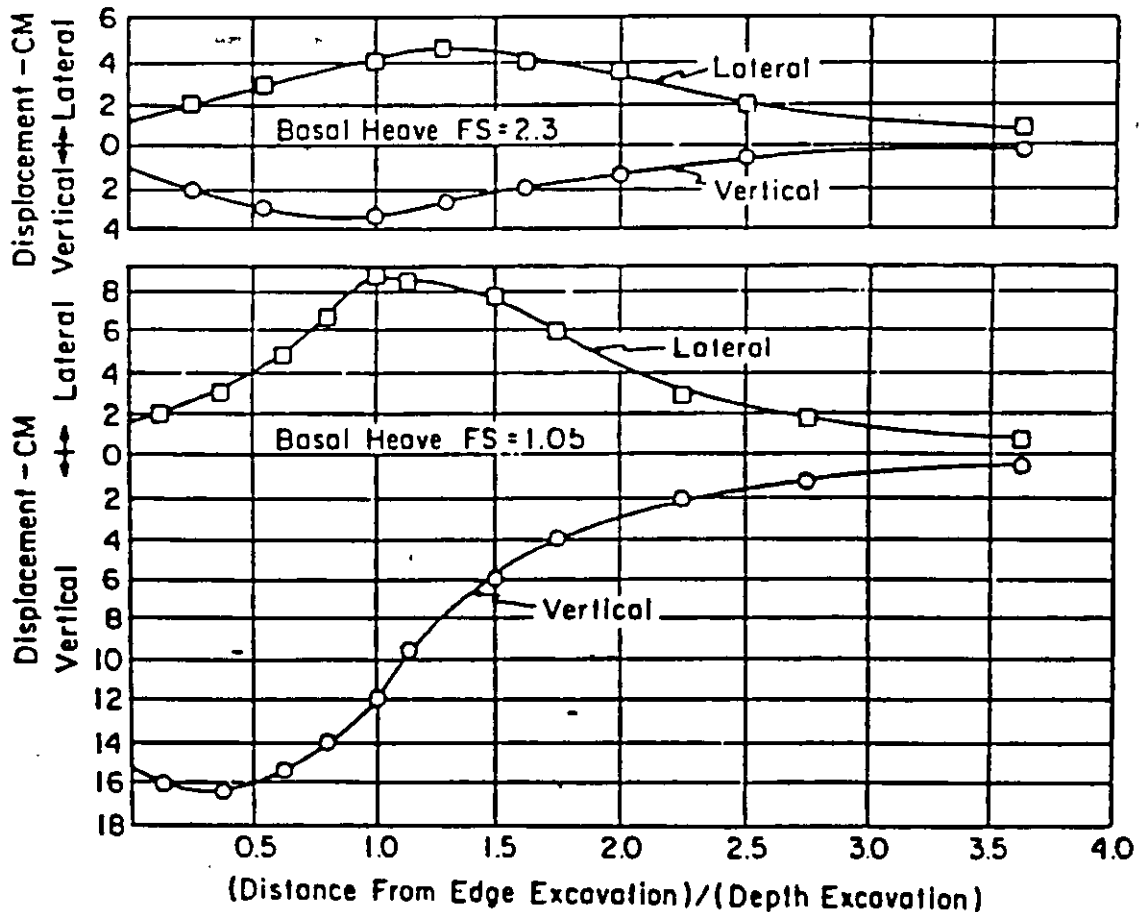


Figure Lateral Versus Vertical Ground Surface Movements - Excavation in Clay.

20/34

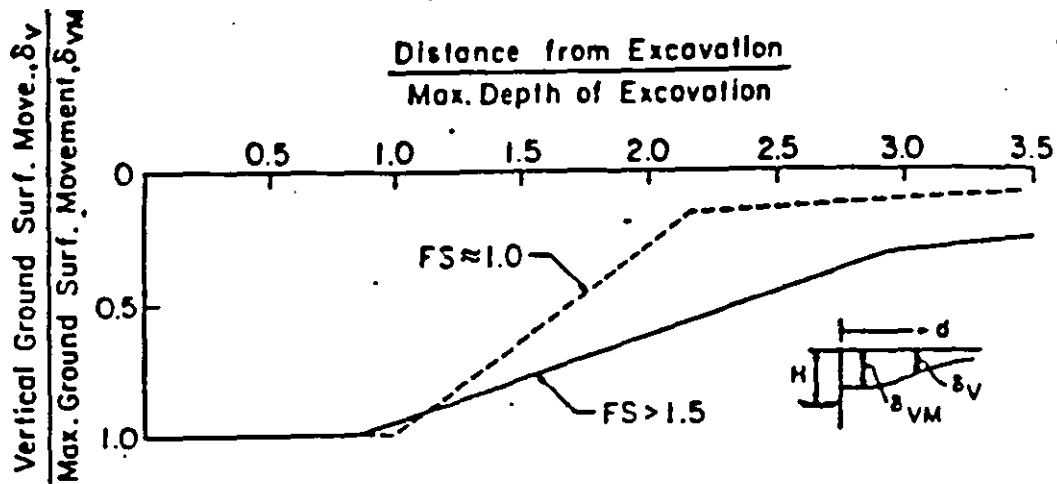


Figure Normalized Distribution of Ground Surface Settlements Due to Excavation in Clay (Mana and Clough, 1981)

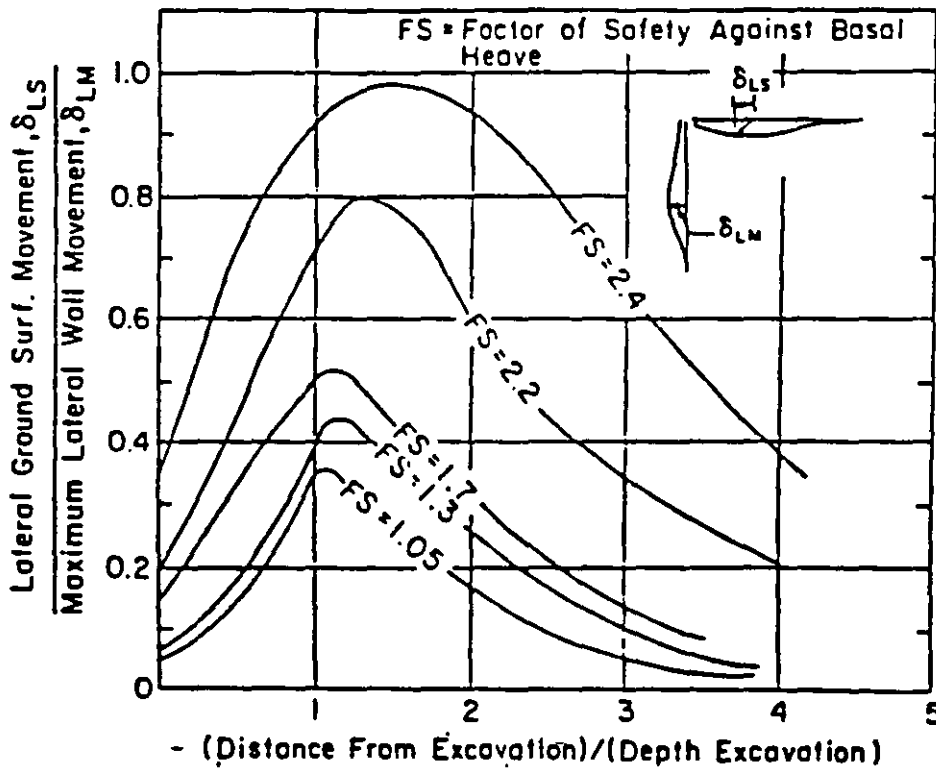


Figure Normalized Distribution of Lateral Ground Surface Movement, Due to Excavation in Clay.

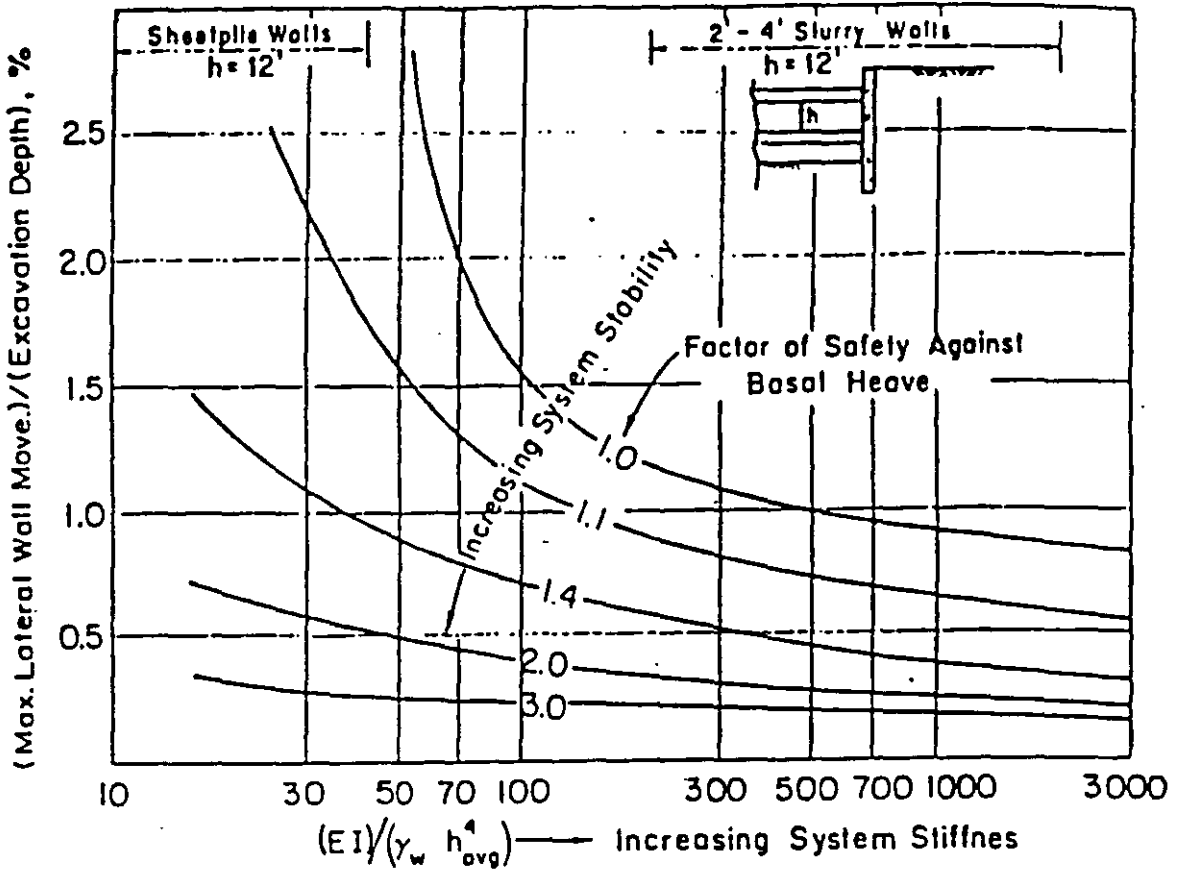
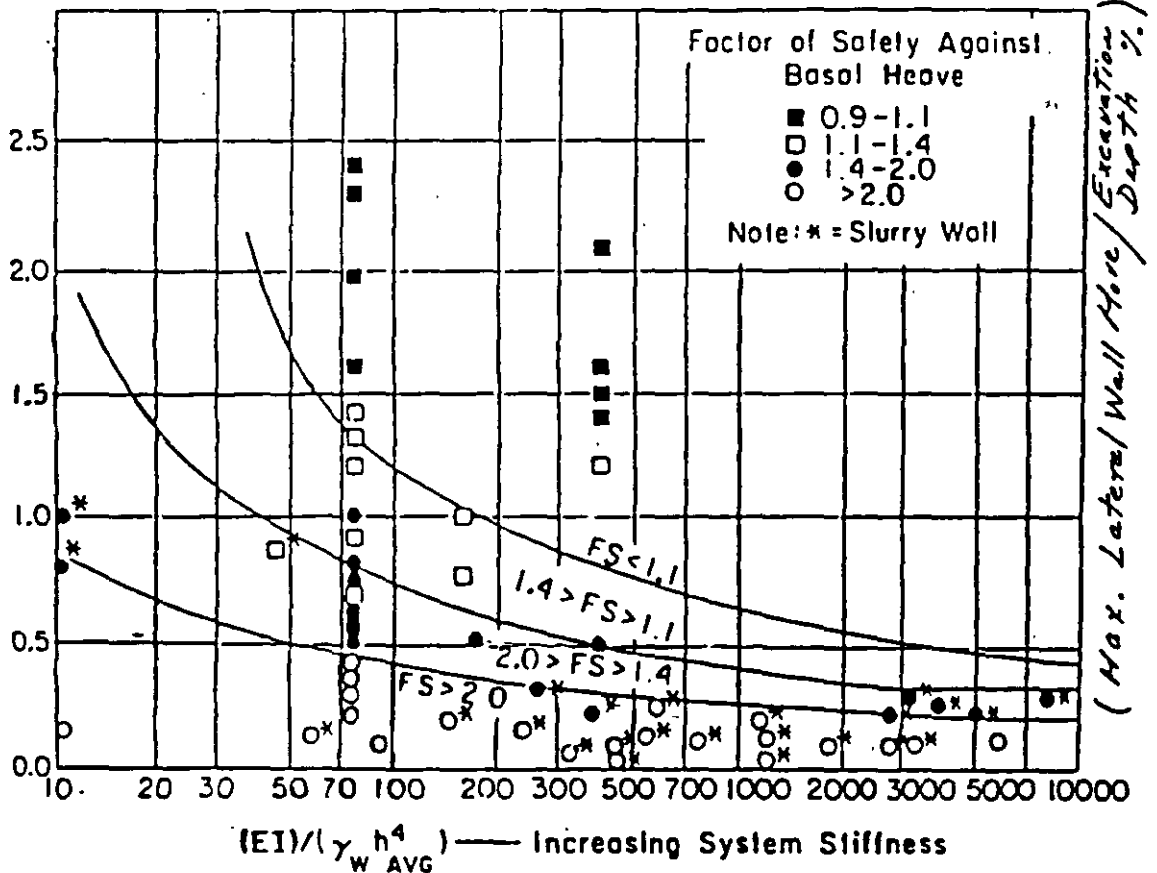


Figure Theoretical Relationship Between Maximum Lateral Wall Movement, Factor of Safety Against Basal Heave and System Stiffness.



Comparison of Field Data and Theoretical Trends for Maximum Lateral Wall Movement.

30/34

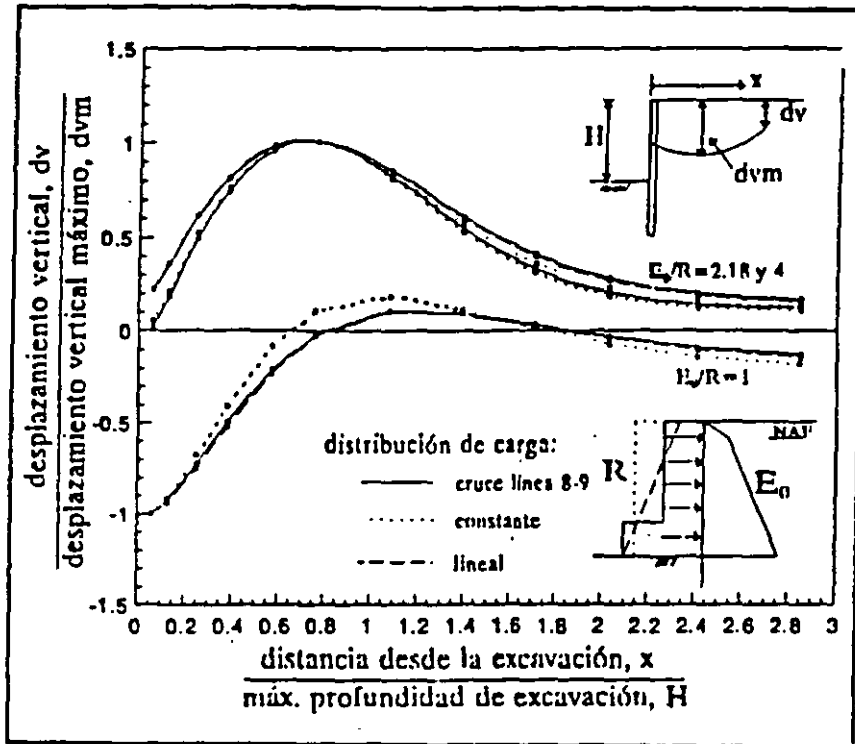


Figura Perfiles de desplazamiento normalizado vertical detrás del muro.

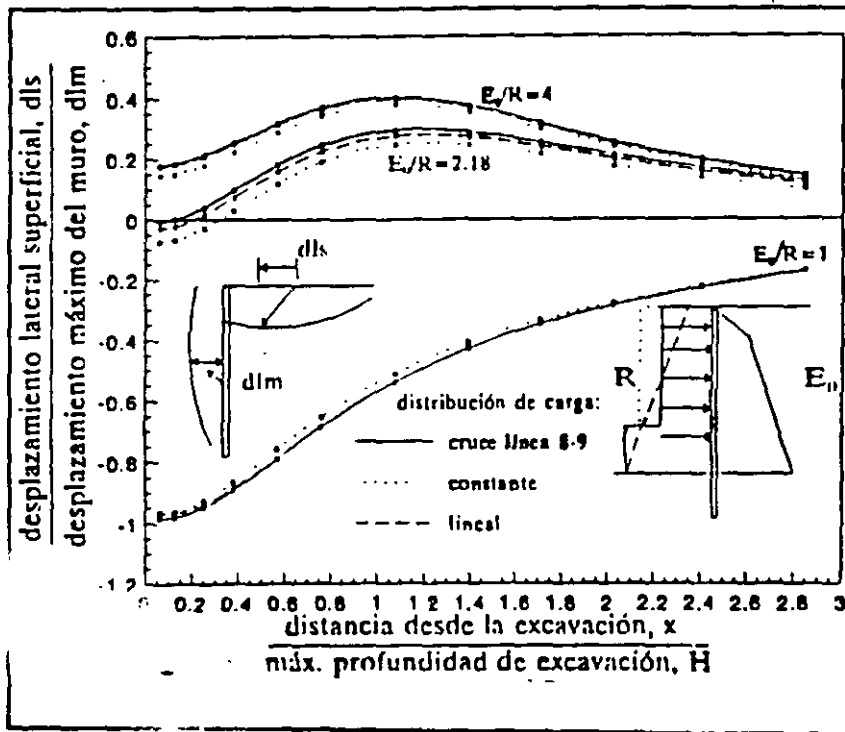


Figura Perfiles de desplazamiento normalizado lateral superficial detrás del muro.

M. P. ROMO, R. RODRIGUEZ, R. MAGAÑA

PROCEDIMIENTO PARA EL CALCULO DE MOVIMIENTOS EN EL TERRENO INDUCIDOS POR EXCAVACIONES APUNTALADAS XVII RUMS.

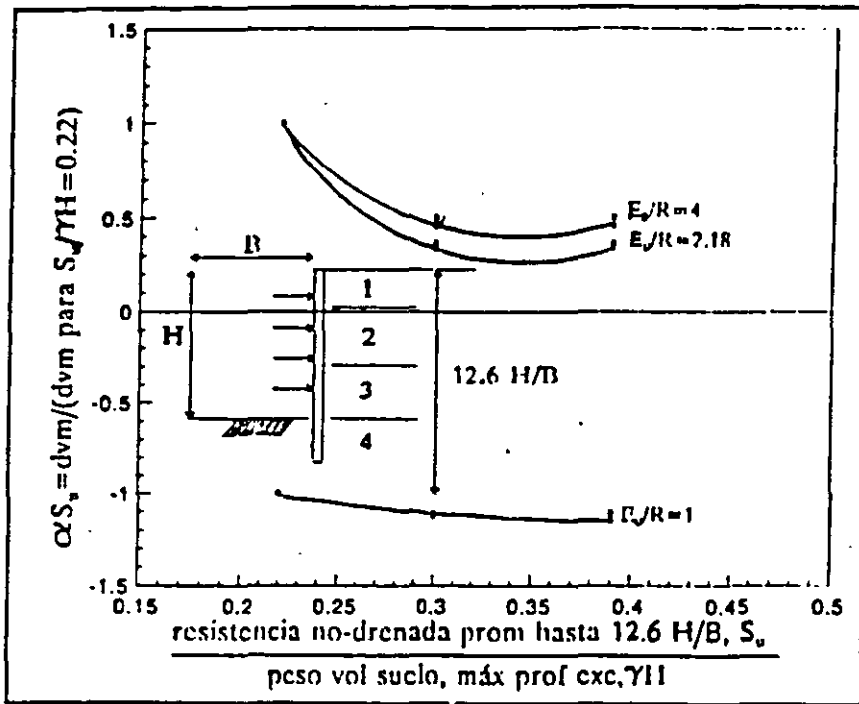


Figura Efecto de la resistencia al corte no-drenada

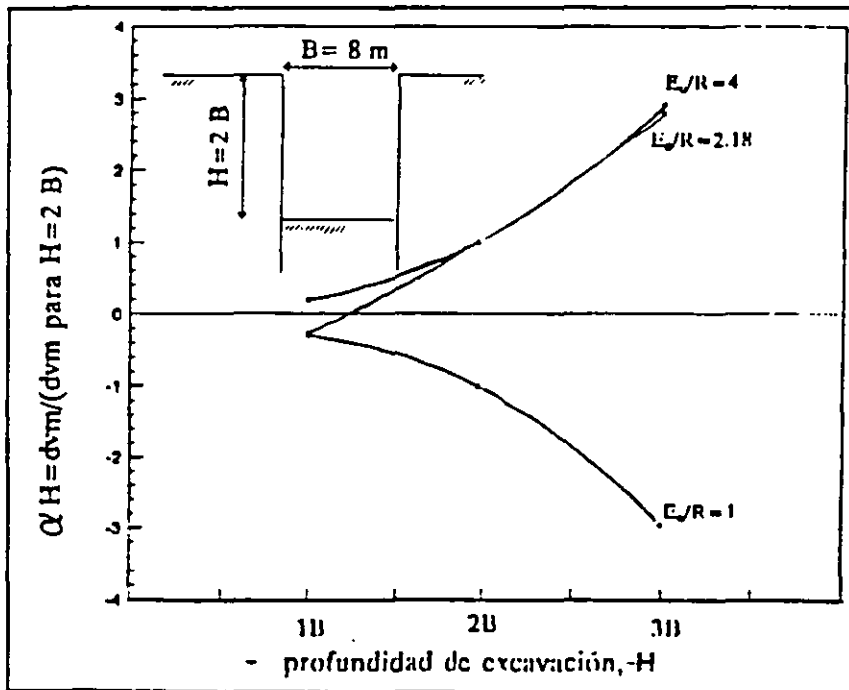


Figura Efecto de la geometría de la excavación.

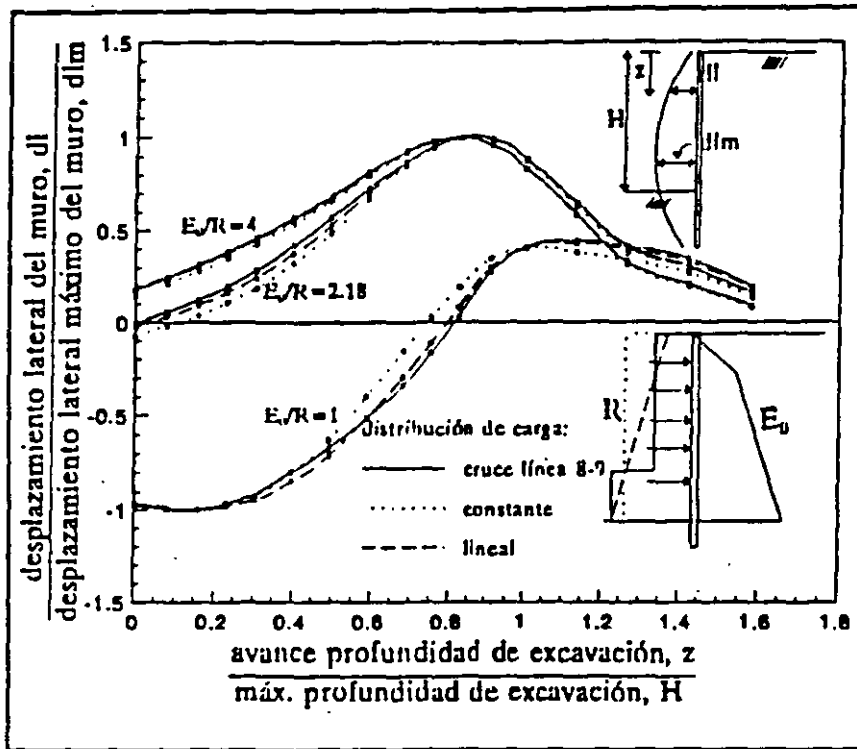


Figura Perfiles de desplazamiento normalizado lateral del muro.

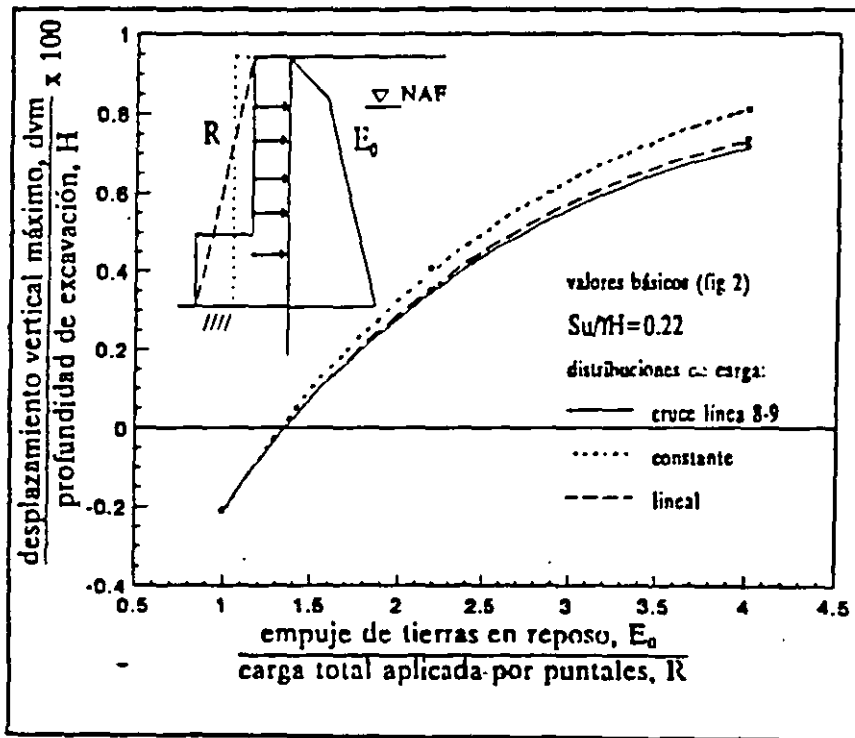
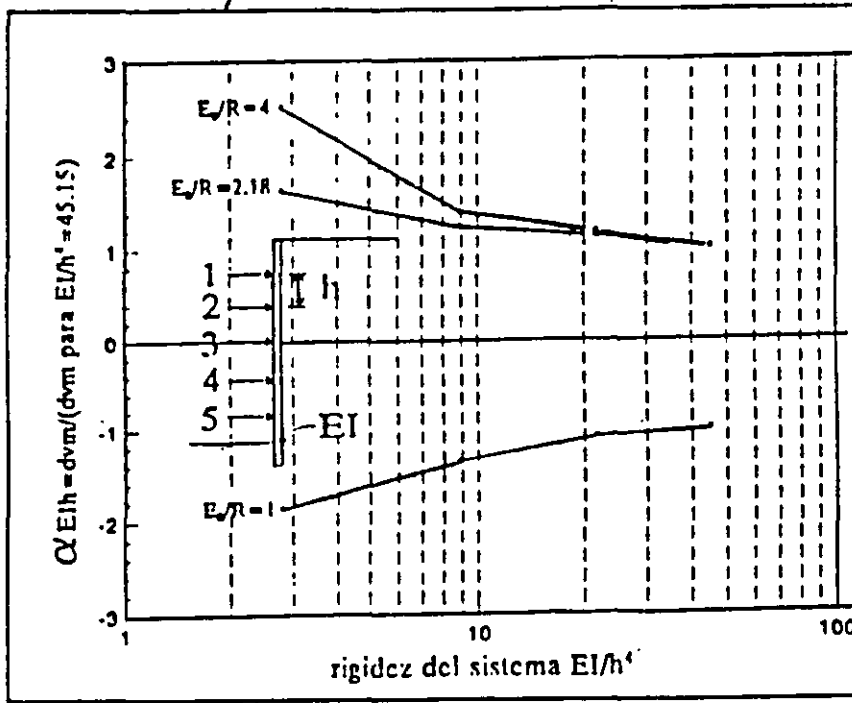
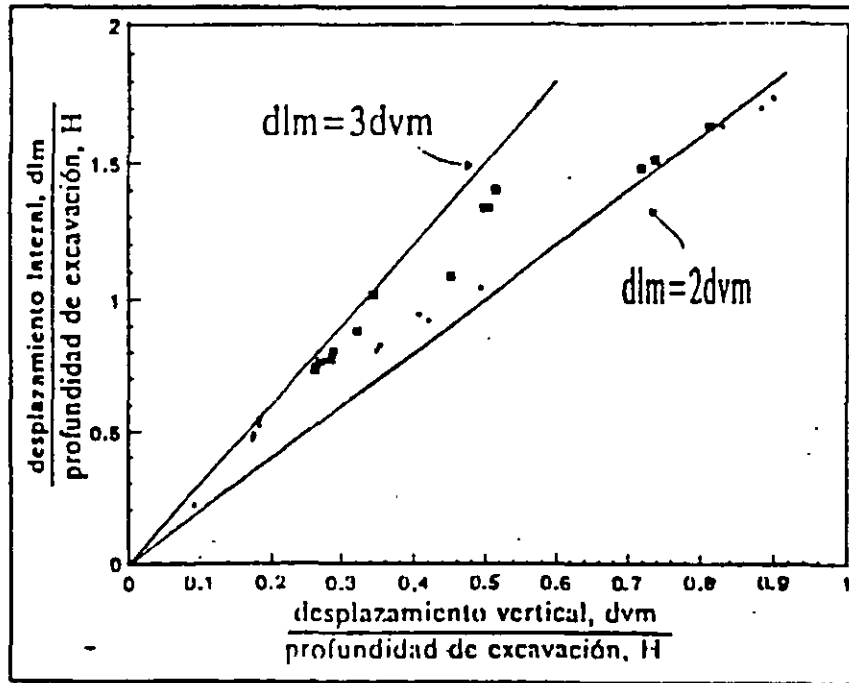


Figura Relación entre E_0/R y d_{vm}/H



Efecto de la rigidez del muro y la separación de puntales



Relación normalizada entre dvm/H y dlm/H

Método simplificado de predicción:

$$\left. \frac{dvm}{H} \right|_{cc} = \left. \frac{dvm}{H} \right|_{cb} (\alpha Sa) (\alpha H) (\alpha EIh)$$



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

APUNTES DE CIMENTACIONES SOMERAS

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SANGINES GARCIA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

APUNTES DE CIMENTACIONES

5. CIMENTACIONES SOMERAS

Agustín Doméneghi Colina*
Héctor Sanginés García

En un cimiento somero, como en toda cimentación, se debe revisar su estabilidad tanto para los estados límite de falla como para los estados límite de servicio. Es decir, se debe verificar que se tenga una seguridad razonable para evitar que se presente una falla por resistencia al corte del terreno de cimentación, y que las deformaciones que sufra éste no afecten el comportamiento de los elementos de cimentación y de la propia estructura.

Cabe aclarar que en la revisión de una cimentación existen otros factores que deben tomarse en cuenta adicionalmente, pero la falla por resistencia al corte y las deformaciones del terreno de cimentación están entre los más importantes.

5.1 Profundidad de desplante

En una cimentación somera el estrato de apoyo se encuentra a poca profundidad, por lo que la profundidad de desplante debe ser tal que el cimiento quede desplantado satisfactoriamente en dicho estrato de apoyo.

Cabe aclarar que en el estudio de mecánica de suelos se define el estrato de apoyo de la cimentación, por lo que todos los elementos de esta deberán quedar desplantados en él. Durante la construcción de los cimientos se deberá verificar que se cumpla con esta disposición, evitando que los cimientos queden sobre suelo con sustancia orgánica, basura o material en estado suelto. El proceso constructivo deberá ser tal que no se afecte el terreno de cimentación, es decir, no se deberán alterar ni la estructura ni la humedad originales del terreno de cimentación, salvo que el estudio de mecánica de suelos establezca otras especificaciones. En muchas ocasiones conviene colar una plantilla de concreto pobre de $f' = 60 \text{ kg/cm}^2$ de 3 cm de espesor, inmediatamente después de llegar al fondo del corte.

La profundidad de desplante deberá ser tal que se cumpla con los requisitos de seguridad de la cimentación. En este sentido, se propone una profundidad de desplante y se revisa que con ella se cumplan los requisitos de seguridad de la cimentación; el proceso se repite hasta determinar la profundidad de desplante que cumpla con lo anterior.

En general, es importante que los cimientos queden desplantados sobre un mismo estrato, ya que si se apoyan en materiales diferentes se

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

pueden presentar asentamientos diferenciales en la estructura de cimentación.

El desplante de los cimientos deberá quedar abajo del suelo sujeto a erosión superficial o interna. Por ejemplo, en puentes el desplante de los cimientos deberá quedar por abajo de la profundidad de socavación de los materiales del lecho del río. Además, en cualquier cimentación somera existen suelos especialmente susceptibles a la erosión por agua o por viento, como son las arenas o los limos no plásticos, los que deberán protegerse para evitar que se descubran los cimientos.

Quando el terreno de cimentación es una arcilla de tipo expansivo, el desplante de los cimientos deberá quedar por abajo de esta arcilla, para evitar que los movimientos por cambios de volumen de ella dañen la estructura de cimentación. Si los cimientos quedan por arriba de la arcilla expansiva, deberán tomarse las precauciones correspondientes para que la estabilidad de la cimentación no resulte afectada.

No existe una profundidad mínima de desplante aceptada de manera general por los ingenieros de mecánica de suelos, pero a manera de ejemplo, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966 dice que "los cimientos deberán desplantarse, por lo menos, 50 cm bajo la superficie del terreno (...) Se exceptúan de este requisito las construcciones cimentadas directamente sobre roca". Por otra parte, se puede considerar en una cimentación somera una profundidad de desplante máxima de 2.5 m, a partir de la cual se trataría ya de una cimentación intermedia o profunda.

5.2 Determinación del área de la cimentación

El área de un cimiento somero es aquella para la cual la cimentación cumple con los requisitos de seguridad correspondientes. Por lo tanto, en la práctica se supone una cierta área y se revisa que con ella se cumplan los requisitos de seguridad; se procede por tanteos, hasta hallar el área que haga que el cimiento cumpla con todos y cada uno de los requisitos de seguridad, al mínimo costo.

Con el propósito de reducir el número de tanteos, se puede estimar en forma aproximada la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación, y hallar un área preliminar para iniciar los cálculos.

La capacidad de carga admisible del terreno de cimentación es aquella presión vertical media de contacto entre la subestructura y el terreno, que garantiza un comportamiento adecuado de la cimentación. Se entiende por comportamiento adecuado que exista un factor de seguridad razonable contra una falla por resistencia al corte del suelo, y que el asentamiento del cimiento no produzca daños a la estructura, ni afecte su buen funcionamiento. Usualmente la capacidad de carga admisible se halla dividiendo la capacidad de carga última del suelo entre un cierto factor de seguridad. Sin embargo, se debe

verificar que la capacidad de carga admisible o presión media de contacto no produzca asentamientos excesivos del cimiento. En la tabla 4.1 se muestran valores de asentamientos permisibles para diferentes clases de cimientos someros.

Por lo anterior, la capacidad de carga admisible o presión media de contacto vale

$$q_a = \Sigma Q / A \quad (5.1)$$

donde ΣQ = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

A = área de contacto entre cimiento y suelo

Despejando A de la ec 5.1

$$A = \Sigma Q / q_a \quad (5.2)$$

Por otra parte, se define la capacidad de carga admisible neta o incremento neto de presión como la diferencia de la presión de contacto menos la presión total previamente existente al nivel de desplante de la subestructura, es decir

$$q_{an} = q_a - \gamma D_f \quad (5.3)$$

donde q_{an} = capacidad de carga admisible neta o incremento neto de presión

q_a = presión de contacto o capacidad de carga admisible

γ = peso volumétrico natural del suelo

D_f = profundidad de desplante

En la tabla 5.1 se presentan valores aproximados de la capacidad de carga admisible neta del terreno, para diferentes tipos de suelo.

TABLA 5.1
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE NETA APROXIMADA DEL SUELO
 q_{an} , t/m²

<u>Tipo de suelo</u>	<u>Zapatas</u>	<u>Losa de cimentación</u>
Arcilla blanda, arena suelta	3.5-6.0	1.5-2.0
Arcilla de consistencia media	5.0-8.0	2.0-3.0
Arena medianamente compacta, arcilla firme	7.0-10.0	3.0-5.0
Arena compacta, toba cementada	9.0-13.0	5.0-7.0
Arena muy compacta, roca sana	12.0-20.0	8.0-12.0

Cabe aclarar que el área A no se puede calcular directamente de la ec 5.2, pues ΣQ no se conoce a priori, ya que depende del área de cimiento, por lo que para estimar en forma aproximada esta área procede de la siguiente forma:

La resultante de cargas $\Sigma Q = \Sigma Q' + W_{cim}$, en que $\Sigma Q'$ es la carga al nivel de la superficie del terreno o al nivel de piso terminado y W_{cim} es el peso del cimiento (incluyendo el peso del relleno que está sobre él),

$$\Sigma Q / A = \Sigma Q' / A + W_{cim} / A$$

pero $W_{cim} / A \approx \gamma D_f$ y $q_a = q_{an} + \gamma D_f = \Sigma Q / A$

$$\therefore q_{an} + \gamma D_f \approx \Sigma Q' / A + \gamma D_f \quad \frac{\Sigma Q}{A} = q_a = \frac{\Sigma Q'}{A} + \frac{W_{cim}}{A}$$

y $q_{an} \approx \Sigma Q' / A$

$$A \approx \Sigma Q' / q_{an}$$

$$q_a \approx \frac{\Sigma Q'}{A} + \gamma D_f \quad (5.4)$$

pero $q_{an} = q_a - \gamma D_f = \frac{\Sigma Q'}{A} = \frac{\Sigma Q'}{\Sigma Q' / q_{an}}$

La ec 5.4 permite estimar en forma aproximada el área del cimiento.

5.3 Zapatas corridas

5.3.1 Mecánica de suelos

En ocasiones se tiene que utilizar una retícula a base de zapatas corridas, de tal forma que el peso total que se trasmite en un tablero al nivel de cimentación se reparte en las cuatro zapatas corridas que limitan al tablero. Para ilustrar esta situación, consideremos el tablero de la fig 5.1a y sea ΣQ la carga que trasmite la estructura al nivel de la cimentación. Se pueden calcular los semianchos b_1 y b_2 de las zapatas corridas de la fig 5.1b considerando que cada zapata toma una carga proporcional al área tributaria correspondiente del tablero. Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales, y llamando q_a a la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación y w al peso unitario de la estructura

$$w = \Sigma Q / a_1 a_2 \quad (5.5)$$

el ancho b_2 se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática

$$4a_2 q_a b_2^2 + [a_1^2 w - 4 a_1 a_2 q_a - a_1 w (2 a_2 - a_1)] b_2 + w a_1^2 (2 a_2 - a_1) = 0 \quad (5.6)$$

y el ancho b_1 se determina con la siguiente ecuación

$$b_1 = a_1^2 w / 4 (a_1 - b_2) q_a \quad (5.7)$$

Ejemplo 5.1

Determinar los anchos de las zapatas corridas de la fig 5.2. El peso total del tablero es $\Sigma Q = 33 \text{ t}$ y la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación es $q_a = 8 \text{ t/m}^2$.

Solución

Sustituyendo valores en la ec 5.1 $w = 2.2 \text{ t/m}^2$
 Sustituyendo valores y resolviendo la ec 5.2 $b_2 = 0.303 \text{ m}$
 Utilizando la ec 5.3 $b_1 = 0.229 \text{ m}$

En ocasiones los anchos b_1 y b_2 son muy similares, por lo que resulta conveniente un ancho único de la zapata corrida (fig 5.3). Procediendo de manera análoga al caso anterior, se deduce la siguiente expresión para el cálculo del ancho de la zapata:

$$b = (a_1 + a_2) / 4 \pm \sqrt{[(a_1 + a_2) / 4]^2 - w a_1 a_2 / 4 q_a} \quad (5.4)$$

Ejemplo 5.2

Determinar el ancho de la zapata corrida de la fig 5.4. La suma de cargas vale $\Sigma Q = 33 \text{ t}$ y la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación es de 8 t/m^2 .

Solución

De la figura $a_1 = 3 \text{ m}$, $a_2 = 5 \text{ m}$

El peso unitario del tablero vale, de acuerdo con la ec 5.1:

$$w = 2.2 \text{ t/m}^2$$

Sustituyendo en la ec 5.4 se obtiene un ancho $b = 0.28 \text{ m}$.

La determinación del ancho definitivo de una zapata se obtiene por tanteos, verificando que satisfaga los estados límite de falla y de servicio en el terreno de cimentación. Para ello se emplean los criterios vistos en el cap 2 (capacidad de carga por resistencia al corte del suelo) y en el cap 3 (análisis de deformaciones en los suelos). En casos particulares habrá que revisar otros estados límite de falla o de servicio, pero los anteriores son los más usuales.

5.2.2 Diseño estructural

Las alas de una zapata corrida se deben revisar por los siguientes conceptos: (a) tensión diagonal, (b) flexión, y (c) temperatura. En la continuación se detalla la revisión de cada uno de ellos. Cabe aclarar que lo que rige en general en el diseño de una zapata de concreto es la tensión diagonal.

a) Tensión diagonal

En una zona cercana al paño de la columna o muro que llega a la zapata se puede presentar una falla por tensión diagonal, ocasionada esta a su vez por esfuerzo cortante (fig 5.5). Esta revisión se lleva a cabo verificando que la fuerza cortante última a una distancia "d" del paño de la columna o muro sea menor que la fuerza cortante resistente.

Para la fuerza cortante resistente, las Normas de Concreto establecen lo siguiente

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.6)$$

donde

b = ancho del elemento
d = peralte efectivo del elemento
p = cuantía o porcentaje de acero
 $f_c^* = 0.8 f'_c$
 F_R = factor de resistencia

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho b no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d ($b \geq 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $M / V d$ no exceda de 2.0, la fuerza resistente V_{cR} puede tomarse igual a $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$, independientemente de la cuantía de refuerzo.

b) Flexión

La sección crítica por flexión en el ala de la zapata depende del material que forme la columna o muro que llega a la zapata. En la fig 5.6 se presenta la sección crítica por flexión para tres diferentes tipos de material.

La revisión por flexión se realiza verificando que el momento último en la sección crítica sea menor que el momento resistente en dicha sección. A continuación se presenta un resumen de las expresiones necesarias para la revisión por flexión de las Normas de Concreto.

El momento resistente dado por las Normas de concreto es el siguiente:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q) \quad (5.7)$$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$P_{\min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y \quad (5.8)$$

mientras que el máximo es $0.75p_b$, donde p_b es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f''_c / f_y) [4800 / (f_y + 6000)] \quad (5.9)$$

donde

$$f''_c = 0.85 f^*_c \quad \text{si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.10)$$

$$f''_c = (1.05 - f^*_c / 1250) f^*_c \quad \text{si } f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (5.11)$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último, M_u , está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f''_c} \quad (5.12)$$

$$p = q f''_c / f_y \quad (5.13) \quad A_s = p b d \quad (5.14)$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.15)$$

donde

s = separación entre varillas

a_s = área de la varilla que se emplea

d = distancia para la que se requiere el área A_s

A_s = área de acero requerida

c) Temperatura

El acero longitudinal en la zapata se proporciona solo por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión (Norma de Concreto):

$$A_s = 66000 (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.16)$$

en que A_s = área de acero requerida por temperatura, para un espesor $h/2$ de la losa de la zapata, en cm^2/m
 $h/2$ = semiespesor de la losa de la zapata, en cm

Cuando el elemento estructural está en contacto con el suelo, se recomienda emplear por temperatura un área de acero igual a $1.5 A_s$. Empleando $1.5 A_s$ en vez de A_s en la ec 5.16, dado que los cimientos

están siempre en contacto con el terreno, obtenemos la siguiente expresión

$$A_s = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \tag{5.1}$$

Ejemplo 5.3. Zapata corrida sometida a carga vertical

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig 5.7. La longitud de la zapata L = 6 m.

Considerar en el concreto reforzado
 $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Utilizar varillas del No 4. Considerar que se coló una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación.

Tomar un factor de carga $F_c = 1.4$.

En el terreno de cimentación $F_R = 0.45$

Solución

a) Mecánica de suelos

a.1) Estado límite de falla

En un suelo cohesivo, la revisión de la seguridad por resistencia a corte del suelo es satisfactoria cuando se cumple desigualdad 2.1:

$$\Sigma Q F_c / A < c_u N_c F_R + p_v \tag{2.1}$$

Sea $q_{cu} = \Sigma Q F_c / A \tag{2.2}$

$$q_{Rc} = c_u N_c F_R + p_v \tag{2.3}$$

Por lo tanto $q_{cu} < q_{Rc} \tag{2.4}$

En las expresiones anteriores:

$\Sigma Q F_c$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

A = área del cimiento, m^2

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m^2

γ = peso volumétrico del suelo, t/m^3

c_u = cohesión aparente, t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU

B = ancho de la cimentación, m

N_c es el coeficiente de capacidad de carga, dado por

$$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) \tag{2.8}$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$, donde D_f es la profundidad de desplante en metros. En caso de que D_f/B y B/L no cumplan las desigualdades

anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

La desigualdad 2.2 se aplica al nivel de desplante del cimiento, por lo que hay que valuar el peso del relleno y de la zapata

$$W_r = (1.3 - 0.2)(0.4)(1.5) = 0.66 \text{ t}$$

$$W_z = [(1.3)(0.2) + (0.2)(0.4)](2.4) = 0.816 \text{ t}$$

La suma de cargas al nivel de desplante del cimiento vale $0.66 + 0.816 + 10.4 = 11.876 \text{ t}$, es decir, $\Sigma Q_2 = 11.876 \text{ t}$ (por cada metro de longitud de zapata). $A = 1.3(6) = 7.8 \text{ m}^2$.

Sustituyendo en la ec 2.2 $q_{cu} = \Sigma Q F_c / A = 12.79 \text{ t/m}^2$

Sustituyendo en la ec 2.8, con $B = 1.3 \text{ m}$, $L = 6 \text{ m}$, $D_f = 0.6 \text{ m}$

$$N_c = 6.011$$

Sustituyendo en la ec 2.3 $q_{Rc} = c_u N_c F_R + p_v = 13.52 \text{ t/m}^2$

Se observa que $q_{cu} < q_{Rc}$, por lo tanto se cumple la desigualdad 2.4.

a.2) Estado límite de servicio

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde $q =$ incremento neto de presión = 8.18 t/m^2
 $B =$ ancho del rectángulo = $1.3/2 = 0.65 \text{ m}$
 $L =$ longitud del rectángulo = $6/2 = 3 \text{ m}$
 $E =$ módulo de elasticidad del medio = 1600 t/m^2
 $\nu =$ relación de Poisson del medio = 0.25

Nótese que el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19 $\delta = 0.0032 \text{ m}$

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando por cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto

$$\delta_T = 4 \delta = 0.0128 \text{ m} = 1.28 \text{ cm}$$

que resulta menor que el asentamiento permisible de 3 cm .

b) Diseño estructural

b.1) Revisión por cortante (tensión diagonal)

La revisión por cortante se lleva a cabo a una distancia d del paño

del muro (fig 5.6). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas Concreto)

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.6)$$

$$\text{donde } f_c^* = 0.8 f_c'$$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho b no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d ($b \geq 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $M / V d$ no exceda de 2.0, la fuerza resistente V_{cR} puede tomarse igual a $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$, independientemente de la cuantía de refuerzo.

Como trabajamos por metro de longitud de zapata $b = 100$ cm. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm, y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es $d = 20 - 3.6 = 16.4$ cm.

En este caso se cumple ampliamente que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo. $M / V d = 0.645 / 3.341(0.164) = 1.177 < 2$ por lo tanto cumple como elemento ancho. Sustituyendo en la ec 5.6 se obtiene $V_{cR} = 8298$ kg.

Como se mencionó antes, el cortante último se halla a una distancia "d" del paño del muro (fig 5.8)

$$V = 8.66(0.386) = 3.34 \text{ t} \quad V_u = F_c V = 4.68 \text{ t} = 4680 \text{ kg}$$

Se observa que $V_{cR} > V_u \quad \therefore$ Cumple

b.2) Flexión

El momento flexionante en la sección crítica vale (fig 5.8)

$$M = q_n l^2 / 2 = 8.66 (0.55)^2 / 2 = 1.31 \text{ t.m}$$

y el momento último $M_u = F_c M = (1.4) (1.31) = 1.83 \text{ t.m}$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{min} = 0.7 \sqrt{f_c'} / f_y \quad (5.8)$$

mientras que el máximo es $0.75p_b$, donde p_b es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f_c'' / f_y) [4800 / (f_y + 6000)]$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^* / 1250) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último M_u está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f_c''} \quad (5.12)$$

$$p = q f_c'' / f_y \quad (5.13) \quad A_s = p b d \quad (5.14)$$

Sustituyendo valores se obtienen los siguientes resultados

$$p_{\min} = 0.00236 \quad p_{\max} = 0.0114$$

$$p = 0.00186 \quad \therefore \text{rige } p_{\min} \quad A_s = p b d = 3.87 \text{ cm}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.15)$$

donde a_s = área de la varilla que se emplea
 d = distancia para la que se requiere el área A_s
 A_s = área de acero requerida

Sustituyendo valores ($a_s = 1.27 \text{ cm}^2$, varilla No 4), $s = 32 \text{ cm}$. Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 32 cm.

El acero longitudinal se proporciona solo por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = [66000 (h/2) / f_y (h/2 + 100)] \quad (5.16)$$

en que A_s = área de acero requerida por temperatura, en cm^2 / m
 h = espesor del elemento (dimensión mínima del miembro
 \bar{z} medida perpendicularmente al refuerzo), en cm

Sustituyendo valores $A_s = 2.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Aplicando la ec 5.16, con varillas del No 3 ($a_s = 0.71 \text{ cm}^2$), $s = 33 \text{ cm}$. Por lo tanto, se requieren por temperatura, en la dirección longitudinal de la zapata, varillas del No 3 @ 33 cm.

En la fig 5.9 se muestra un croquis con las características estructurales de la zapata.

La reacción del suelo en una zapata corrida sometida a fuerza vertical y momento puede ser de tipo trapecial o de tipo triangular, tal como se indica en la fig 5.10 (en el inciso 3.5 se indica la forma de hallar estas reacciones). El cálculo del cortante y del momento en las secciones críticas se realiza con alguno de estos diagramas de reacción. Sin embargo, este procedimiento resulta laborioso, por lo que en ocasiones se sustituyen, para fines de

cálculo, los diagramas trapezoidal o triangular por una reacción uniforme equivalente, la cual se obtiene dividiendo la carga Q entre el ancho reducido B' (Meli 1985):

$$B' = B - 2e \quad (5.17) \quad e = M / Q \quad (5.18)$$

$$q' = Q / B' \quad (5.19)$$

En la fig 5.11 se muestra la reacción q', la cual, repetimos, no corresponde a la reacción real del terreno, sino que únicamente se emplea para fines de cálculo. Con esta reacción q' se determinan el cortante y el momento en las secciones críticas correspondientes.

Ejemplo 5.4 Zapata corrida sometida a carga vertical y momento

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig 5.12. La longitud de la zapata L = 8 m.

Considerar en el concreto reforzado

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizar varillas del No 4. Considerar que se coló una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación.

Tomar un factor de carga $F_c = 1.1$.

En el terreno de cimentación $F_R = 0.45$

Giro permisible = 0.82 %

Asentamiento permisible = 5 cm

Solución

a) Mecánica de suelos

El ancho de la zapata se obtiene empleando la ec 5.4

$$A = \Sigma Q' / q_{an} \quad (5.4)$$

Cuando existe momento se tiene que trabajar con el ancho reducido B' (ec 2.15, inciso 2.2)

$$B' = B - 2e$$

donde B = ancho del cimiento

$$e = M / \Sigma Q$$

Consideremos inicialmente que no existe momento, entonces el ancho B' = B ; trabajando por unidad de longitud del cimiento $A = B(1) = B$; de la ec 5.4

$$B' = \Sigma Q' / q_{an} = 15 / 13 = 1.15 \text{ m}$$

Si existe momento

$$B = B' + 2e$$

$$e = M / 1.1 (\Sigma Q') \quad (\text{considerando un 15 \% de incremento debido al peso del cimiento})$$

$$e = 0.30 \text{ m}$$

$\therefore B = 1.15 + 2(0.3) = 1.75 \text{ m}$
 Por lo tanto, los cálculos se inician con $B = 1.75 \text{ m}$

a.1) Estados límite de servicio

Giro del cimiento

El giro se puede calcular con la fórmula de Fröhlich (Zeevaert 1973)

$\theta = \text{ang tan} \left[16 (1 - \nu^2) M / \pi E B^2 \right]$
 donde $E = \text{módulo de deformación del suelo} = 900 \text{ t/m}^2$
 $\nu = \text{relación de Poisson} = 0.25$
 $M = \text{momento por unidad de longitud}$

B es el ancho del cimiento. Con $B = 1.75 \text{ m}$ se obtiene un giro ligeramente mayor que el permisible, por lo que se tiene que aumentar el ancho a 1.8 m , con lo que se halla un giro $\theta = 0.00819 = 0.819 \text{ \%} > 0.82 \text{ \%}$, por lo que se cumple con esta condición.

Asentamiento

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde $q = \text{presión media de contacto} = 9.57 \text{ t/m}^2$
 $B = \text{ancho del rectángulo} = 1.8/2 = 0.9 \text{ m}$
 $L = \text{longitud del rectángulo} = 8/2 = 4 \text{ m}$
 $E = \text{módulo de elasticidad del medio} = 900 \text{ t/m}^2$
 $\nu = \text{relación de Poisson del medio} = 0.25$

La presión media de contacto se obtiene de la siguiente manera, considerando un peralte de la zapata de 0.3 m

$$W_r = 0.3(1.6)(1.8-0.3) = 0.72 \text{ t/m} \quad (\text{relleno})$$

$$W_z = 0.3(2.4)(1.8) = 1.296 \text{ t/m} \quad (\text{zapata})$$

$$W_c = 0.3(2.4)(0.3) = 0.216 \text{ t/m} \quad (\text{contratrabe})$$

$$\therefore \Sigma Q = 15 + 0.72 + 1.296 + 0.216 = 17.232 \text{ t/m}$$

y la presión media de contacto $q_a = 17.232/1.8 = 9.57 \text{ t/m}^2$

Para la aplicación de la ec 3.19, el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19 $\delta = 0.00975 \text{ m}$

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando por cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto

$$\delta_T = 4 \delta = 0.039 \text{ m} = 3.9 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

a.2) Estados límite de falla

Dado que existe un momento se tiene que calcular el ancho reducido B' de la cimentación (véase el inciso 2.2)

$$B' = B - 2e \quad (2.15)$$

donde $B =$ ancho real de la cimentación = 1.8 m
 $e =$ excentricidad = $M / \Sigma Q = 5/17.232 = 0.29$ m
 (2.14)

Sustituyendo valores $B' = 1.22$ m

Por tratarse de una zapata corrida, por sencillez de cálculo, trabajaremos por metro de longitud (excepto para la determinación de los factores de forma, donde tomaremos la longitud total del cimiento)

En suelos puramente friccionantes se debe satisfacer la siguiente desigualdad (Normas de Cimentaciones)

$$\Sigma Q F_c / A' < [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.6)$$

Sea $q_{cu} = \Sigma Q F_c / A' \quad (2.6')$

y $q_{Rf} = [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.7)$

Por lo tanto $q_{cu} < q_{Rf} \quad (2.8)$

En las expresiones anteriores:

- $\Sigma Q F_c =$ suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga = 18.96 t/m
- $A' =$ área reducida del cimiento, por efecto del momento = $B' L = 1.22 \text{ m}^2$
- $p_v =$ presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo = $1.6(0.6) = 0.96 \text{ t/m}^2$
- $\bar{p}_v =$ presión vertical efectiva a la misma profundidad = 0.96 t/m^2
- $\gamma =$ peso volumétrico del suelo = 1.6 t/m^2
- $B' =$ ancho reducido de la cimentación = 1.22 m

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 49.3$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El factor de forma f_q vale

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1.12$$

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi = 78.8$$

El factor de forma f_γ tiene el siguiente valor

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 0.94$$

El parámetro ϕ está dado por

$$\phi = \text{ang tan}(\alpha \tan \phi) = 0.66 \text{ radianes}$$

donde ϕ' es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo (Normas de Cimentaciones).

La magnitud de α depende de la compacidad relativa D_r del suelo. Para $D_r \leq 0.5$, $\alpha = 0.67$; para $D_r \geq 0.7$, $\alpha = 1.0$. Para valores intermedios de D_r se puede interpolar linealmente, es decir, para $0.5 < D_r < 0.7$:

$$\alpha = 0.67 + 1.65 (D_r - 0.5) = 0.967$$

F_c = factor de carga = 1.1

F_R = factor de resistencia = 0.45

Sustituyendo en las desigualdades 2.6' y 2.7

$$q_{cu} = 15.5 \text{ t/m}^2 < q_{Rf} = 56.9 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

b) Diseño estructural

Para el diseño estructural calculamos la reacción del terreno con el ancho (o área) reducido del cimiento

$$q' = \Sigma Q / B' = 14.128 \text{ t/m}^2$$

La reacción neta sobre la zapata es la diferencia entre q' y las cargas de arriba hacia abajo debidas a peso propio de relleno y zapata:

$$q'_c = 14.128 - 0.3(2.4) - 0.3(1.6) = 12.93 \text{ t/m}^2$$

Para fines de diseño estructural se considera la zapata sometida a la reacción neta q'_c (fig 5.13).

b.1) Revisión por cortante (tensión diagonal)

La revisión por cortante se lleva a cabo a una distancia d del paño del muro (fig 5.13). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto.

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas de Concreto)

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f'_c} \quad (5.5)$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad (5.6)$$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho b no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d ($b \geq 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $M / V d$ no exceda de 2.0, la fuerza resistente V_{cR} puede tomarse igual a $0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$, independientemente de la cuantía de refuerzo.

Procediendo por tanteos, se obtiene que con un peralte de 20 cm el cortante último resulta menor que el cortante resistente. A continuación presentamos los cálculos para esta condición. Como trabajamos por metro de longitud de zapata $b = 100$ cm. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm, y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es $d = 20 - 3.6 = 16.4$ cm.

En este caso se cumple ampliamente que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo. $M / V d = 2.22 / 7.577(0.164) = 1.786 < 2$, por lo tanto cumple como elemento ancho. Sustituyendo en la ec 5.6, se obtiene $V_{cR} = 9280$ kg

Como se mencionó antes, el cortante último se halla a una distancia "d" del paño del muro (fig 5.13)

$$V = 12.93(0.586) = 7.575 \text{ t} \quad V_u = F_c V = (1.1)7.575 = 8.33 \text{ t}$$

Se observa que $V_{cR} > V_u \quad \therefore$ Cumple

b.2) Flexión

El momento flexionante en la sección crítica vale (fig 5.13)

$$M = q'_0 l^2 / 2 = 12.93 (0.9)^2 / 2 = 5.24 \text{ t.m}$$

y el momento último $M_u = F_c M = (1.1) (5.24) = 5.76 \text{ t.m}$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{\min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y \quad (5.8)$$

mientras que el máximo es $0.75p_b$, donde p_b es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f'_c / f_y) [4800 / (f_y + 6000)]$$

donde

$$f'_c = 0.85 f^*_c \quad \text{si } f^*_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = (1.05 - f^*_c / 1250) f^*_c \quad \text{si } f^*_c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último M_u está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f'_c} \quad (5.12)$$

$$p = q f'_c / f_y \quad (5.13) \quad A_s = p b d \quad (5.14)$$

Sustituyendo valores se obtienen los siguientes resultados

$$p_{\min} = 0.00264 \quad p_{\max} = 0.0143$$

$$p = 0.00414 \quad A_s = 6.80 \text{ m}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.15)$$

donde a_s = área de la varilla que se emplea = 1.27 cm^2
 d = distancia para la que se requiere el área $A_s = 100 \text{ cm}$
 A_s = área de acero requerida = 6.80 cm^2

Sustituyendo valores $s = 18 \text{ cm}$. Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 18 cm.

El acero longitudinal se proporciona solo por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.17)$$

en que A_s = área de acero requerida por temperatura, en cm^2/m ,

para un espesor de losa $h/2$

$h/2$ = semiespesor de la losa de la zapata = 10 cm

Sustituyendo valores $A_s = 2.143 \text{ cm}^2/\text{m}$

Aplicando la ec 5.15 con varillas del No 3 ($a_s = 0.71 \text{ cm}^2$), se obtiene $s = 33 \text{ cm}$. Por lo tanto, se requieren por temperatura, en la dirección longitudinal de la zapata, varillas del No 3 @ 33 cm.

En la fig 5.14 se muestra un croquis con las características estructurales de la zapata.

5.4 Zapatas aisladas

5.4.1 Mecánica de suelos

La revisión de los estados límite de falla de zapatas aisladas es similar a la que se realiza en las zapatas corridas, con la diferencia de que hay que tomar en cuenta los factores de forma correspondientes (ecs 2.10 y 2.12). También puede ocurrir que la zapata aislada esté sometida a dos momentos ortogonales, en cuyo caso, para la revisión del estado límite de falla, la reducción virtual del ancho de una zapata para tomar en cuenta el efecto del momento, vista en el inciso 2.2, se debe realizar en las dos direcciones.

La revisión de los estados límite de servicio se realiza en forma análoga a la de las zapatas corridas.

5.4.2 Diseño estructural

En zapatas aisladas sometidas a dos momentos ortogonales, para fines de diseño estructural se calcula una reacción q' igual al cociente de la carga al nivel de desplante de la zapata entre el área virtual reducida de la cimentación, es decir (Melí 1985)

$$q' = \Sigma Q / A' = \Sigma Q / B' L' \quad (5.25)$$

$$\text{donde } B' = B - 2 e_x \quad (5.26) \quad e_x = M_y / \Sigma Q \quad (5.27)$$

$$L' = L - 2 e_y \quad (5.28) \quad e_y = M_x / \Sigma Q \quad (5.29)$$

siendo M_x y M_y los momentos alrededor de los ejes x y y , respectivamente, y e_x y e_y las excentricidades medidas a partir del centro de la zapata (fig 5.15a).

Con la reacción q' se halla la reacción neta $q'_0 = q' - w_z - w_r$,

siendo w_z = carga repartida debida a peso propio de la zapata

w_r = carga repartida debida a peso propio del relleno

La reacción neta q'_0 es la que se emplea para fines de diseño estructural de la zapata.

Cabe aclarar que la reacción del terreno es diferente a q' , sobre todo en condiciones de trabajo, sin embargo, para fines prácticos en zapatas de dimensiones usuales, la diferencia de lo que se obtiene considerando la reacción real y la reacción q' es pequeña, por lo que es preferible realizar el diseño estructural con q' , con la cual, por otra parte, es mucho más sencillo llevar a cabo los cálculos.

En una zapata aislada, además de los conceptos que se revisan en las zapatas corridas, hay que verificar que no se presente una falla por penetración de la columna en la propia zapata, como se indica en la fig 5.15b.

De acuerdo con las Normas de Concreto, la sección crítica forma una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, siendo d el peralte efectivo de la losa (fig 5.16).

Si no hay transmisión de momento entre la zapata y la columna, o si el momento por transmitir M_u no excede de $0.2 V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = V_u / b_o d \quad (5.30)$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica (fig 5.15) y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección. Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por (Normas de Concreto)

$$\alpha = 1 - 1 / [1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d) / (c_2 + d)}] \quad (5.31)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes.

esfuerzo cortante máximo de diseño v_u se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig 5.16), es decir

$$v_{AB} = V / A_c + \alpha M c_{AB} / J_c \quad (5.32)$$

$$A_c = 2 d (c_1 + c_2 + 2 d) \quad (5.33)$$

$$J_c = d(c_1 + d)^3/6 + (c_1 + d) d^3/6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2 / 2 \quad (5.34)$$

En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 . En columnas circulares $c_1 = c_2 = 0.9$ diámetros.

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores

$$v_{cR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \quad (5.35)$$

$$v_{cR2} = F_R \sqrt{f_c^*} \quad (5.36)$$

a menos que se suministre refuerzo. γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción. Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la expresión anterior el factor F_R se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8 (Normas de Concreto, inciso 2.1.5h).

En relación con la revisión por flexión, en la dirección del lado corto de una zapata rectangular se concentran los momentos flexionantes cerca de la columna, por lo que el refuerzo paralelo al lado corto debe ser mayor en la parte central (Meli 1985). En la fig 5.17 se muestra la forma como debe colocarse el refuerzo; en la franja central de ancho B se coloca una fracción igual a $2 B / (L + B)$ de la cantidad total de refuerzo A'_s , mientras que el resto se reparte en las franjas laterales. Así, llamando A_s al área de acero por metro de longitud L de la zapata, la cantidad total de refuerzo A'_s vale $A_s L$, y las separaciones del refuerzo en las franjas están dadas por

$$\begin{aligned} \text{En la franja central de ancho B} \\ s_c = a_s (L + B) / 2.A'_s \end{aligned} \quad (5.37)$$

$$\begin{aligned} \text{En las franjas laterales} \\ s = a_s (L + B) / A'_s \end{aligned} \quad (5.38)$$

donde a_s es el área de la varilla que se emplea.

Ejemplo 5.5 Zapata cuadrada sometida a carga vertical

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata cuadrada de concreto reforzado de la fig 5.18. Considerar las siguientes propiedades del concreto reforzado

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento zapata = 3 cm

Asentamiento permisible = 5 cm

Solución

a) Mecánica de suelos

a.1) Determinación del área aproximada del cimiento, para el inicio de los cálculos

El área de la zapata se obtiene empleando la ec 5.4

$$A \approx \Sigma Q' / q_{an} = 75/14 = 5.36 \text{ m}^2, \quad B = 2.3 \text{ m}$$

Por tratarse de una arena compacta $q_{an} \approx 14 \text{ t/m}^2$

Por lo tanto, los cálculos pueden iniciarse con $B = 2.3 \text{ m}$

a.2) Estado límite de falla

La determinación del ancho definitivo se lleva a cabo por tanteos hasta que se satisfagan todos y cada uno de los estados límite de falla y de servicio del terreno de cimentación. Procediendo de esta forma, se obtiene que un ancho $B = 1.8 \text{ m}$ cumple con ello. A continuación presentamos los cálculos sólo para esta dimensión de la zapata.

La revisión del estado límite de falla debe realizarse al nivel de desplante de la cimentación, por lo que hay que calcular las cargas a esta elevación (se supone una zapata de 40 cm de peralte):

Peso relleno = 4.435 t

Peso zapata = 3.11 t

Peso columna = 0.307 t

Fuerza vertical al nivel de piso terminado = 75 t

Fuerza vertical al nivel de desplante

$$= \Sigma Q = 4.435 + 3.11 + 0.307 + 75 = 82.853 \text{ t}$$

Para cimentaciones desplantadas sobre suelos friccionantes de debe cumplir la siguiente desigualdad

$$\Sigma Q F_c / A' < [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.6)$$

$$\text{Sea } q_{cu} = \Sigma Q F_c / A' \quad (2.6')$$

$$\text{Y } q_{Rf} = [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.7)$$

$$\text{Por lo tanto } q_{cu} < q_{Rf} \quad (2.8)$$

En las expresiones anteriores:

$$\Sigma Q F_c = \text{suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinaci3n considerada, afectada por su respectivo factor de carga} = 114.66 \text{ t (cabe aclarar que el peso del relleno se multiplic3 por un factor de carga de 1.1, de acuerdo a las Normas de Cimentaciones)}$$

$$A = \text{3rea del cimiento} = 1.8(1.8) = 3.24 \text{ m}^2$$

$$p_v = \text{presi3n vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo} = 1.8(1.2) = 2.16 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{p}_v = \text{presi3n vertical efectiva a la misma profundidad} = 2.16 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma = \text{peso volum3trico del suelo} = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$\phi^* = 33^\circ$$

$$F_c = \text{factor de carga} = 1.4$$

$$F_R = \text{factor de resistencia} = 0.45$$

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 17.21$$

donde ϕ es el 3ngulo de fricci3n interna del material, que se define m3s adelante.

El factor de forma f_q vale

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1.65$$

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_\gamma = 2 (N_q^{0.5} + 1) \tan \phi = 20.53$$

El factor de forma f_γ tiene el siguiente valor

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) = 0.6$$

El par3metro ϕ est3 dado por

$$\phi = \text{ang} \tan(\alpha \tan \phi) = 0.646 \text{ radianes}$$

donde ϕ es el 3ngulo con la horizontal de la envolvente de los c3rculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere m3s representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo (Normas de Cimentaciones).

La magnitud de α depende de la compacidad relativa D_r del suelo. Para $D_r \leq 0.5$, $\alpha = 0.67$; para $D_r \geq 0.7$, $\alpha = 1.0$. Para valores intermedios de D_r se puede interpolar linealmente, es decir, para $0.5 < D_r < 0.7$:

$$\alpha = 0.67 + 1.65 (D_r - 0.5) = 0.868 \quad (D_r = 0.62)$$

Sustituyendo en las desigualdades 2.6' y 2.7

$$q_{cu} = 35.8 \text{ t/m}^2 < q_{Rf} = 37.7 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

a.2) Estado límite de servicio

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde

- q = presión aplicada en la superficie = 82.85/1.8² = 25.57 t/m²
- B = ancho del rectángulo = 1.8/2 = 0.9 m
- L = longitud del rectángulo = 1.8/2 = 0.9 m
- E = módulo de elasticidad del medio = 1200 t/m²
- ν = relación de Poisson del medio = 0.25

Nótese que el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19 δ = 0.0101 m = 1.01 cm

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto

$$\delta_T = 4 \delta = 4.04 \text{ cm}$$

que resulta menor que el asentamiento permisible de 5 cm.

b) Diseño estructural

Sobre el ala de la zapata actúa de abajo hacia arriba la reacción y de arriba hacia abajo el peso del relleno y el de la zapata, que hay que hacer la suma algebraica de estas cantidades para obtener la reacción neta, que es con la que se hace la revisión estructural

$$q_o = 82.85/1.8^2 - (0.8)(1.8) - (0.4)(2.4) = 23.17 \text{ t/m}^2$$

Nótese que en una zapata rectangular sometida únicamente a carga vertical, la reacción neta se puede determinar, con una pequeña pérdida de precisión, dividiendo la carga en la columna al nivel de la superficie del terreno entre el área de la zapata:

$$q_o = 75 / 1.8^2 = 23.15 \text{ t/m}^2$$

b.1) Penetración

La determinación del peralte de la losa de la zapata se lleva a cabo por tanteos, hasta determinar aquel peralte que satisfaga todos y cada uno de los requisitos estructurales. Procediendo de esta forma, se obtiene que un peralte h = 33 cm cumple con lo anterior. A continuación presentamos los cálculos sólo para esta dimensión.

De acuerdo con las Normas de Concreto, la sección crítica forma una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a d/2, siendo d el peralte efectivo de la losa (fig 5.16).

Si no hay transmisión de momento entre la zapata y la columna, esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = V_u / b_o d \tag{5.30}$$

donde b_o es el perímetro de la sección crítica (fig 5.15) y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección. La fuerza cortante en la sección crítica se obtiene multiplicando la reacción neta del terreno q_n por el área exterior a dicha sección (fig 5.19):

$$\begin{aligned} A_o &= 1.8^2 - (0.4 + 0.294)^2 = 2.758 \text{ m}^2 \\ V &= 23.17(2.758) = 63.91 \text{ t} \quad V_u = 89.48 \text{ t} \\ b_o d &= 69.4(4)(29.4) = 8161.44 \text{ cm}^2 \\ v_u &= 89480/8161.44 = 10.96 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores

$$\begin{aligned} v_{CR1} &= F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \tag{5.35} \\ v_{CR2} &= F_R \sqrt{f_c^*} \tag{5.36} \end{aligned} \quad \begin{aligned} f_c^* &= 0.8 f'_c \\ F_R &= 0.8 \end{aligned}$$

a menos que se suministre refuerzo. γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción. En este caso $\gamma = 1$. Sustituyendo valores

$$v_{CR2} = F_R \sqrt{f_c^*} = 11.31 \text{ kg/cm}^2 > v_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

b.2) Tensión diagonal

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a una distancia "d" del paño de la columna (fig 5.19). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto:

$$V = 0.406(23.17) = 9.407 \text{ t}, \quad V_u = 13.17 \text{ t}$$

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas de Concreto)

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \tag{5.9}$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \tag{5.10}$$

donde $f_c^* = 0.8 f'_c$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho b no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d ($b \geq 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $M / V d$ no exceda de 2.0, la fuerza resistente V_{cR} puede tomarse igual a $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$, independientemente de la cuantía de refuerzo.

Como trabajamos por metro de longitud de zapata $b = 100 \text{ cm}$. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm, y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es $d = 30 - 3.6 = 26.4 \text{ cm}$.

En este caso se cumple que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo

$$B > 4 d, \quad 4 d = 117.6 \text{ cm} < 180 \text{ cm} \quad \therefore \quad \underline{\text{Cumple}}$$

$$M = 1.910 \text{ t.m,}$$

$$M/Vd = 0.69 < 2 \quad \therefore \quad \text{es elemento ancho}$$

Sustituyendo valores

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 16\,630 \text{ kg} > V_u \quad \underline{\text{Cumple}}$$

Se observa que $V_{cR} > V_u \quad \therefore \quad \underline{\text{Cumple}}$

b.3) Flexión

El momento flexionante por flexión en la sección crítica vale (por metro de ancho)

$$M = q_e l^2 / 2 = 23.17 (0.7)^2 / 2 = 5.68 \text{ t.m}$$

y el momento último $M_u = F_c M = 1.4 (5.68) = 7.95 \text{ t.m}$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{min} = 0.7 \sqrt{f_c'} / f_y = 0.0026 \quad (5.12)$$

mientras que el máximo es $0.75p_b$, donde p_b es el porcentaje balanceado que vale

$$p_b = (f_c'' / f_y) [4800 / (f_y + 6000)] \quad (5.13)$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^* / 1250) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores $p_{max} = 0.0143$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último M_u está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 * M_u / F_R b d^2 f_c''} \quad (5.14)$$

$$p = q f_c'' / f_y = 0.0025 \quad (5.17) \quad \text{rige } p_{min} = 0.0026$$

$$A_s = p b d = 7.75 \text{ cm}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.19)$$

donde $a_s =$ área de la varilla que se emplea = 1.27 cm^2 (No 4)
 $d =$ distancia para la que se requiere el área $A_s = 100 \text{ cm}$
 $A_s =$ área de acero requerida = 7.75 cm^2

Sustituyendo valores $s = 16 \text{ cm}$. Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 16 cm.

El acero del lecho superior se proporciona por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.21) \quad (5.21)$$

en que A_s = área de acero requerida por temperatura, en cm^2/m ,
 para un espesor de losa $h/2$
 $h/2$ = semiespesor de la losa de la zapata = $33/2 = 16.5$ cm
 Sustituyendo valores $A_s = 3.34 \text{ cm}^2/\text{m}$

Aplicando la ec 5.19 con varillas del No 3 ($a_s = 0.71 \text{ cm}^2$), se obtiene $s = 21$ cm. Por lo tanto, se requieren por temperatura, en el lecho superior de la losa de la zapata, varillas del No 3 @ 21 cm.

Ejemplo 5.6 Zapata aislada sometida a carga vertical y dos momentos ortogonales

Hacer el diseño por mecánica de suelos y el diseño estructural de la zapata aislada de concreto reforzado de la fig 5.20. Considerar en el concreto reforzado

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizar varillas del No 4. Considerar que se coló una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación.

Tomar en la estructura un factor de carga $F_c = 1.4$, y en el terreno de cimentación un factor de resistencia $F_R = 0.45$.

$$\begin{aligned} \text{Giro permisible} &= 0.9 \% \\ \text{Asentamiento permisible} &= 6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Solución

a) Mecánica de suelos

Determinación del área aproximada del cimiento, para el inicio de los cálculos

El área de la zapata se obtiene empleando la ec 5.4

$$A \approx \Sigma Q' / q_{an} \quad (5.4)$$

Cuando existen momentos se tiene que trabajar con las dimensiones reducidas B' y L' (ec 2.15, inciso 2.2)

$$B' = B - 2e_x \quad L' = L - 2e_y$$

donde B = ancho del cimiento L = longitud del cimiento
 $e_x = M_y / \Sigma Q$ $e_y = M_x / \Sigma Q$

Consideremos inicialmente que no existen momentos, y que las dimensiones B y L son iguales, entonces $B' = L'$, $A' = B' L'$. De la ec 5.4

$$A' \approx \Sigma Q' / q_{an} = 26 / 10 = 2.6 \text{ m}^2 \quad B' = 1.61 \text{ m}$$

Por tratarse de una arena medianamente compacta $q_{an} \approx 10 \text{ t/m}^2$

Hay que tomar en cuenta ahora el efecto de los momentos. Consideremos que sólo existe momento alrededor del eje y

$$B = B' + 2e_x$$

$$e_x = M_y / 1.15 (\Sigma Q') \quad (\text{considerando un 15 \% de incremento debido al peso del cimiento})$$

$$e_x = 0.227 \text{ m}$$

∴ $B = 1.61 + 2(0.227) = 2.06 \text{ m}$
 Como se trata de un cálculo aproximado, iniciamos la revisión de la seguridad de la cimentación con un ancho intermedio entre 1.61 y 2.06 m, digamos con $B = 1.8 \text{ m}$.

a.1) Estado límite de falla

Procediendo por tanteos, se obtiene que para $B = 1.7 \text{ m}$ no se excede el estado límite de falla del suelo, con una buena aproximación. A continuación presentamos los cálculos para este ancho.

La revisión del estado límite de falla debe realizarse al nivel de desplante de la cimentación, por lo que hay que calcular las cargas a esta elevación (se supone una zapata de 25 cm de peralte):

- Peso relleno = 1.781 t
- Peso zapata = 1.734 t
- Peso columna = 0.052 t
- Fuerza vertical al nivel de la superficie del terreno = $\Sigma Q' = 26 \text{ t}$
- Fuerza vertical al nivel de desplante = $\Sigma Q = 1.781 + 1.734 + 0.052 + 26 = 29.568 \text{ t}$

A continuación calculamos las excentricidades e_x y e_y .

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 6.8 / 29.568 = 0.30 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 4.2 / 29.568 = 0.142 \text{ m}$$

$$B' = B - 2 e_x = 1.7 - 2(0.30) = 1.24 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 e_y = 1.7 - 2(0.142) = 1.416 \text{ m}$$

En suelos puramente friccionantes se debe satisfacer la siguiente desigualdad

$$\Sigma Q F_c / A' < [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.6)$$

Sea $q_{cu} = \Sigma Q F_c / A' \quad (2.6')$

$$Y \quad q_{Rf} = [\bar{p}_v (f_q N_q - 1) + \gamma B' f_\gamma N_\gamma / 2] F_R + p_v \quad (2.7)$$

Por lo tanto $q_{cu} < q_{Rf} \quad (2.8)$

En las expresiones anteriores:

$\Sigma Q F_c$ = suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga = 40.86 t (cabe aclarar que el peso del relleno se multiplicó por un factor de carga de 1.1, de acuerdo a las Normas de Cimentaciones)

A' = área reducida del cimiento, por efecto del momento = $B'L' = 1.756 \text{ m}^2$

p_v = presión vertical total a la profundidad de desplante por
 peso propio del suelo = $1.8(0.6) = 1.08 \text{ t/m}^2$
 \bar{p}_v = presión vertical efectiva a la misma profundidad = 1.08 t/m^2
 γ = peso volumétrico del suelo = 1.8 t/m^3
 $\phi^* = 37^\circ$

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 20.98$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

El factor de forma f_q vale

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi = 1.53$$

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 26.56$$

El factor de forma f_γ tiene el siguiente valor

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B/L) = 0.65$$

El parámetro ϕ está dado por

$$\phi = \alpha \tan \phi = 0.646 \text{ radianes}$$

donde ϕ es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo (Normas de Cimentaciones).

La magnitud de α depende de la compacidad relativa D_r del suelo. Para $D_r \leq 0.5$, $\alpha = 0.67$; para $D_r \geq 0.7$, $\alpha = 1.0$. Para valores intermedios de D_r se puede interpolar linealmente, es decir, para $0.5 < D_r < 0.7$:

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.802 \quad (D_r = 0.58)$$

$$F_c = \text{factor de carga} = 1.4$$

$$F_R = \text{factor de resistencia} = 0.45$$

Sustituyendo en las desigualdades 2.6' y 2.7

$$q_{cu} = 23.3 \text{ t/m}^2 < q_{Rf} = 24.8 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

a.2) Estado límite de servicio

Asentamiento

El asentamiento instantáneo de la zapata se puede calcular empleando la siguiente expresión, que proporciona el asentamiento bajo la

esquina de un rectángulo cargado apoyado sobre un medio semiinfinito

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{B^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

donde q = incremento de presión = $29.57/(1.7)^2 = 10.23 \text{ t/m}^2$
 B = ancho del rectángulo = $1.7/2 = 0.85 \text{ m}$
 L = longitud del rectángulo = $1.7/2 = 0.85 \text{ m}$
 E = módulo de elasticidad del medio = 900 t/m^2
 ν = relación de Poisson del medio = 0.25

Nótese que el área cargada se divide entre cuatro. Sustituyendo valores en la ec 3.19 $\delta = 0.0051 \text{ m}$

El asentamiento debido a toda el área se obtiene multiplicando por cuatro el calculado con la ec 3.19, por lo tanto

$$\delta_T = 4 \delta = 0.0203 \text{ m} = 2.03 \text{ cm}$$

que resulta menor que el asentamiento permisible de 6 cm .

Giro alrededor del eje y

El giro de la zapata se puede calcular de manera aproximada empleando el artificio visto en el inciso 3.6.3 de estos apuntes, que consiste en obtener el momento de inercia del rectángulo I_r en la dirección que se está analizando, y determinar el radio equivalente a un círculo (Normas de Sismo),

$$R = (4 I_r / \pi)^{1/4} \quad (3.29)$$

Con el radio equivalente R se utiliza la ec 3.25 para determinar giro de la cimentación de planta rectangular:

$$\theta = [3(1 - \nu) M] / 8 G R^3 \quad (3.25)$$

Sustituyendo valores en la dirección x

$$I_r = L B^3 / 12 = 0.696 \text{ m}^4$$

$$R = 0.97 \text{ m}$$

El módulo de rigidez al cortante $G = E / 2(1+\nu) = 360 \text{ t/m}^2$

$$M_y = 6.8 \text{ t.m}$$

$$\theta_y = 0.00582 \text{ radianes} = 0.582 \text{ por ciento} < 0.9 \% \therefore \text{Cumple}$$

El giro alrededor del eje x se calcula en forma análoga.

b) Diseño estructural

Para fines de diseño estructural consideramos una reacción del terreno uniforme dada por

$$q' = \Sigma Q / A' = \Sigma Q / B'L' = 16.84 \text{ t/m}^2$$

Sobre el ala de la zapata actúa de abajo hacia arriba la reacción q' y de arriba hacia abajo el peso del relleno y el de la zapata, por lo que hay que hacer la suma algebraica de estas cantidades para obtener la reacción neta, que es con la que se hace la revisión estructural:

$$q'_0 = 16.84 - (0.35)(1.8) - (0.25)(2.4) = 15.61 \text{ t/m}^2$$

El espesor de la losa de la zapata se obtiene por tanteos, hasta encontrar un valor de "h" que satisfaga todos y cada uno de los

requisitos de seguridad estructural. En esta forma, se halló que con un peralte $h = 30$ cm se cumple la seguridad. A continuación presentamos el cálculo para este peralte de la zapata.

En la fig 5.21 se presenta la reacción neta q' , así como las secciones críticas por penetración, tensión diagonal y flexión.

b.1) Penetración

De acuerdo con las Normas de Concreto, la sección crítica forma una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, siendo d el peralte efectivo de la losa (fig 5.16).

Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - 1 / [1 + 0.67 \sqrt{ (c_1 + d) / (c_2 + d) }] = 0.401 \quad (5.31)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño v_u se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig 5.16), es decir (ecs 5.32 a 5.34)

$$v_{AB} = V / A_c + \alpha M c_{AB} / J_c = 54.4 \text{ t/m}^2$$

$$v_{ABu} = F_c v_{AB} = 1.4 \frac{(74.4)}{54.4} = 76.2 \text{ t/m}^2 = 7.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 2 d (c_1 + c_2 + 2 d) = 0.543 \text{ m}^2$$

$$J_c = d(c_1 + d)^3/6 + (c_1 + d) d^3/6 + d(c_2 + d)(c_1 + d)^2/2$$

$$J_c = 0.02548 \text{ m}^4$$

En columnas rectangulares $c_1 = 0.25$ m es la dimensión paralela al momento transmitido y $c_2 = 0.25$ m es la dimensión perpendicular a c_1 .

En las expresiones anteriores, V es la fuerza cortante que actúa en toda el área de la sección crítica, la cual la obtenemos a partir de la reacción neta q_v , de la siguiente forma

$$q_v = 10.23 - 0.3(2.4) - 0.3(1.8) = 8.97 \text{ t/m}^2$$

(A la reacción total del terreno restamos las presiones debidas a peso propio de zapata y relleno)

$$V = 8.97 \{ (1.7)^2 - [0.25 + 0.132(2)]^2 \} = 23.55 \text{ t}$$

$$M = 0.401(6.8) = 2.73 \text{ t.m}$$

$$c_{AB} = \frac{0.25 + 0.132(2)}{2} = 0.257 \text{ m}$$

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores

$$v_{CR1} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} = 16.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{CR2} = F_R \sqrt{f_c^*} = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

a menos que se suministre refuerzo. $\gamma = 1.0$ es la relación del lado

corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

Se observa que $V_{ABu} < V_{cR2}$ ∴ Cumple

b.2) Tensión diagonal

La sección crítica por tensión diagonal se presenta a una distancia "d" del paño de la columna (fig 5.21). Para esto se calcula el cortante último en esta sección y se compara con el cortante resistente del concreto:

$$V = 0.461(15.61) = 7.196 \text{ t}, \quad V_u = 10.07 \text{ t}$$

$$M = 1.659 \text{ t.m}$$

La fuerza cortante que toma el concreto está dada por (Normas de Concreto)

Si $p < 0.01$ $V_{cR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*}$ (5.9)

Si $p \geq 0.01$ $V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$ (5.10)

donde $f_c^* = 0.8 f'_c$

En elementos anchos, como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b, no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d, ($b \geq 4d$), con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $M / V d$ no exceda de 2.0, la fuerza resistente V_{cR} puede tomarse igual a $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$, independientemente de la cuantía de refuerzo.

Como trabajamos por metro de longitud de zapata $b = 100 \text{ cm}$. Dado que se cuela una plantilla de concreto pobre sobre el terreno de cimentación, el recubrimiento del acero puede ser de 3 cm, y dado que el diámetro de la varilla del No 4 es de 1.27 cm, su mitad vale 0.64 cm, por lo que el peralte efectivo del acero de la zapata es $d = 30 - 3.6 = 26.4 \text{ cm}$.

En este caso se cumple que el ancho es mayor que cuatro veces el peralte efectivo

$$B > 4 d, \quad 4 d = 105.6 \text{ cm} < 150 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$M/Vd = 0.87 < 2 \quad \therefore \text{es elemento ancho}$$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 14900 \text{ kg} > V_u \quad \text{Cumple}$$

Se observa que $V_{cR} > V_u$ ∴ Cumple

b.2) Flexión

El momento flexionante en la sección crítica vale (fig 5.22)

$$M = q'_0 l^2 / 2 = 15.61(0.725)^2 / 2 = 4.103 \text{ t.m}$$

y el momento último $M_u = F_c M = 1.4 (4.103) = 5.744 \text{ t.m}$

El acero mínimo por flexión está dado por

$$p_{min} = 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y = 0.00264 \quad (5.12)$$

mientras que el máximo es $0.75p_b$, donde p_b es el porcentaje

balanceado que vale

$$p_b = (f_c''/f_y) [4800/(f_y + 6000)] \quad (5.13)$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^* / 1250) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores

$$p_{max} = 0.0143$$

El porcentaje de acero necesario para resistir un momento último M_u está dado por las siguientes expresiones

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 M_u / F_R b d^2 f_c''} \quad (5.16)$$

$$p = q f_c'' / f_y = 0.00224 \quad (5.17) \quad \text{rige } p_{min} = 0.00264$$

$$A_s = p b d = 5.92 \text{ cm}^2$$

La separación de las varillas se determina con la expresión

$$s = a_s d / A_s \quad (5.19)$$

donde a_s = área de la varilla que se emplea = 1.27 cm² (No 4)

d = distancia para la que se requiere el área A_s = 100 cm

A_s = área de acero requerida = 5.92 cm²

Sustituyendo valores (a_s = 1.27 cm², varilla No 4), s = 21 cm. Por lo tanto, se necesitan varillas del No 4 @ 21 cm.

El acero del lecho superior se proporciona por temperatura, para lo que se emplea la siguiente expresión

$$A_s = 66000 (1.5) (h/2) / f_y (h/2 + 100) \quad (5.21)$$

en que A_s = área de acero requerida por temperatura, en cm²/m,

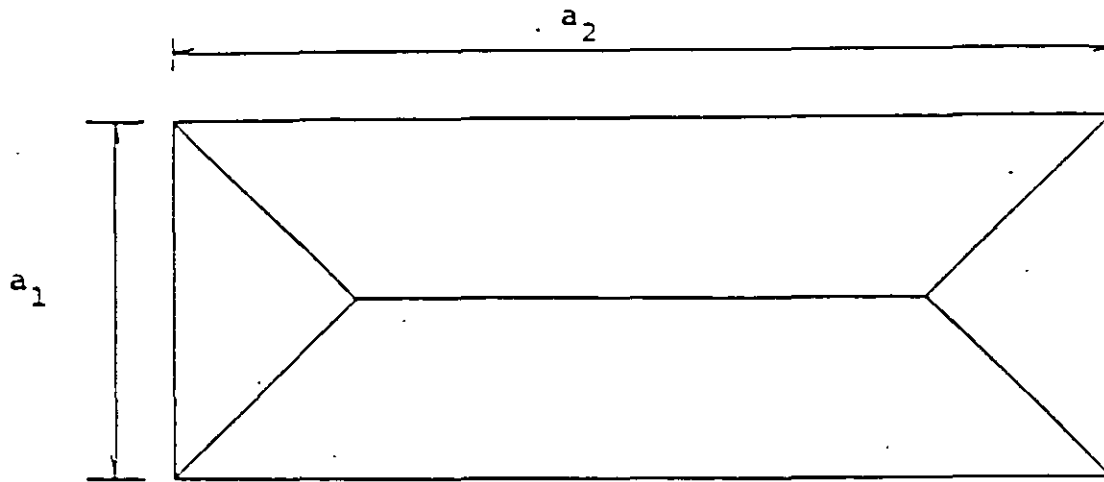
para un espesor de losa $h/2$

$h/2$ = semiespesor de la losa de la zapata = 30/2 = 15 cm

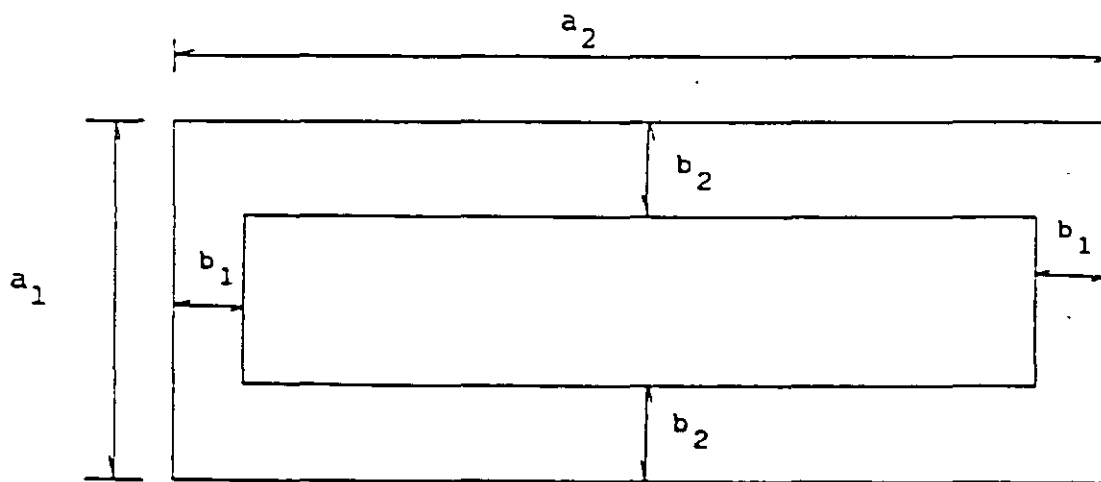
Sustituyendo valores $A_s = 3.075 \text{ cm}^2/\text{m}$

Aplicando la ec 5.19 con varillas del No 3 (a_s = 0.71 cm²), se obtiene s = 23 cm. Por lo tanto, se requieren por temperatura, en el lecho superior de la losa de la zapata, varillas del No 3 @ 23 cm.

En la fig 5.22 se muestra un croquis con las características estructurales de la zapata.



a) Tablero con áreas tributarias



b) Planta de las zapatas corridas

FIG 5.1 DETERMINACIÓN DE ANCHOS DE ZAPATAS CORRIDAS

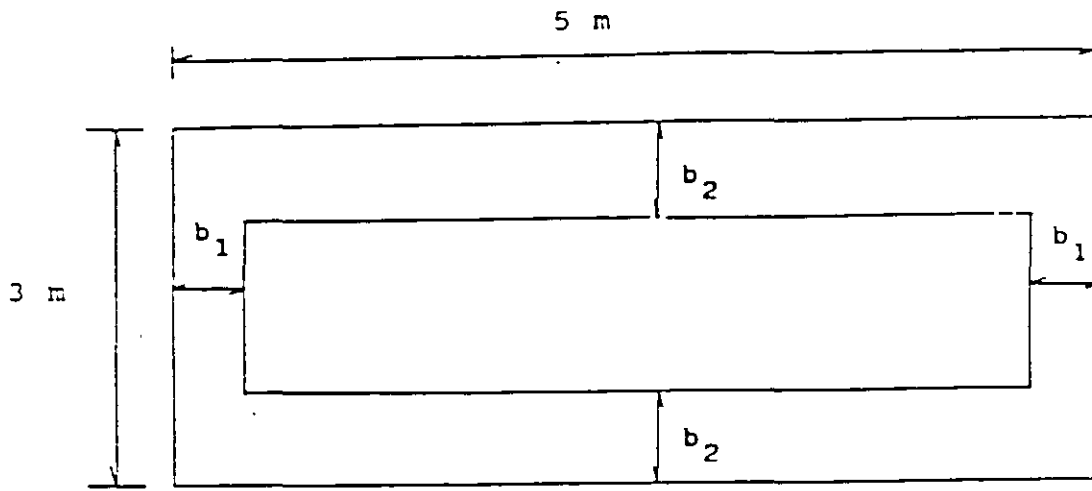


FIG 5.2 ZAPATAS DEL EJEMPLO 5.1

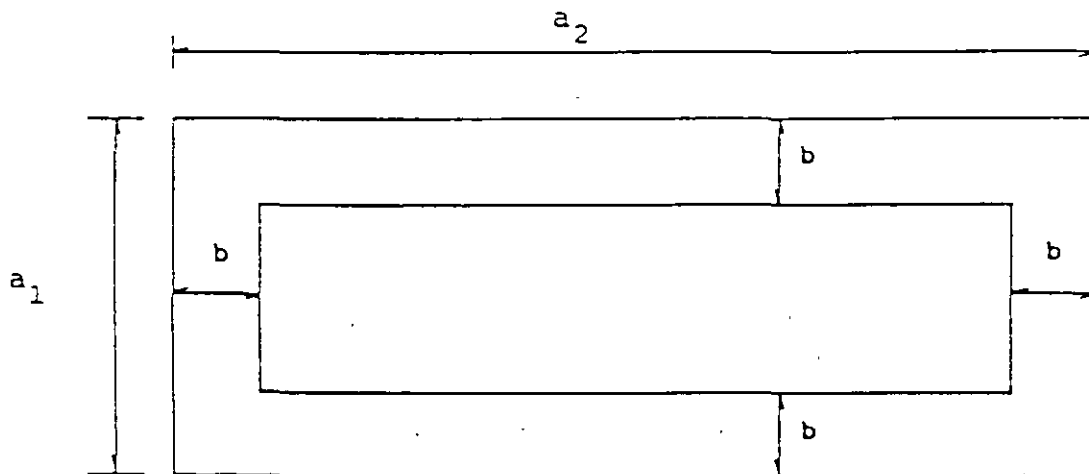


FIG 5.3 ZAPATAS CORRIDAS CON ANCHO ÚNICO

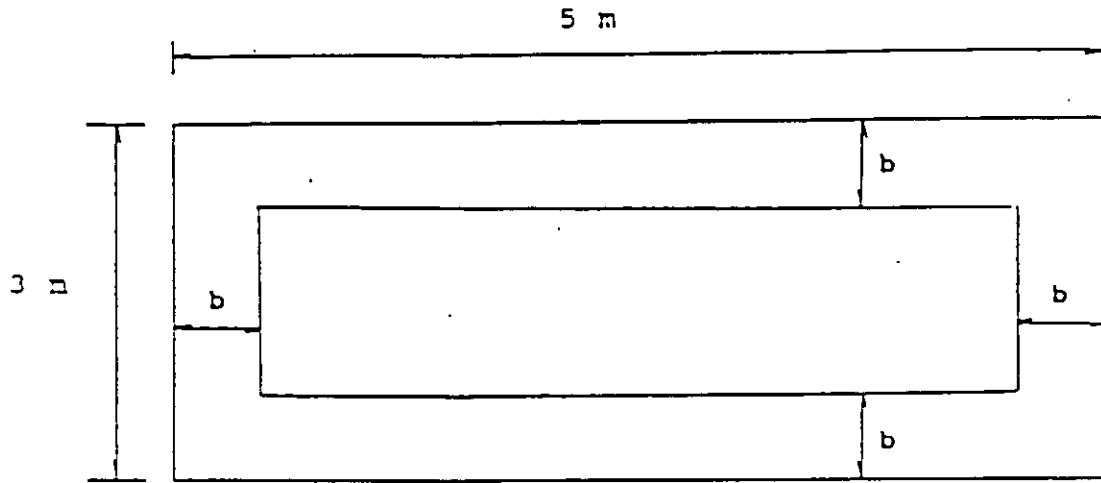


FIG 5.4 ZAPATAS CORRIDAS DEL EJEMPLO 5.2

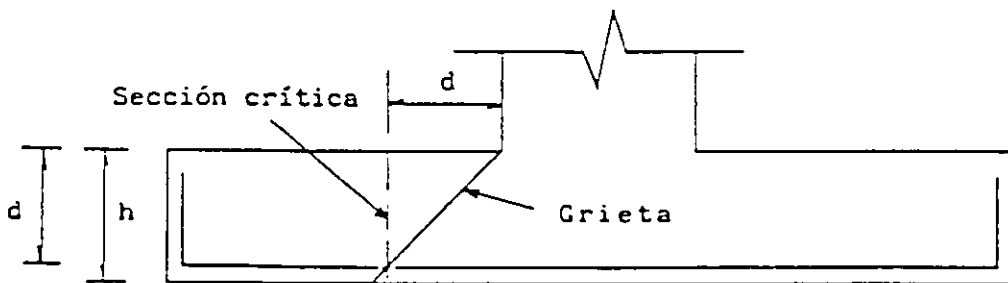
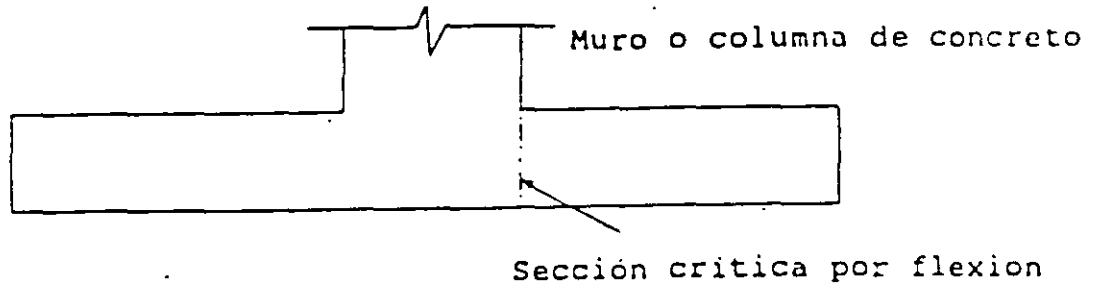
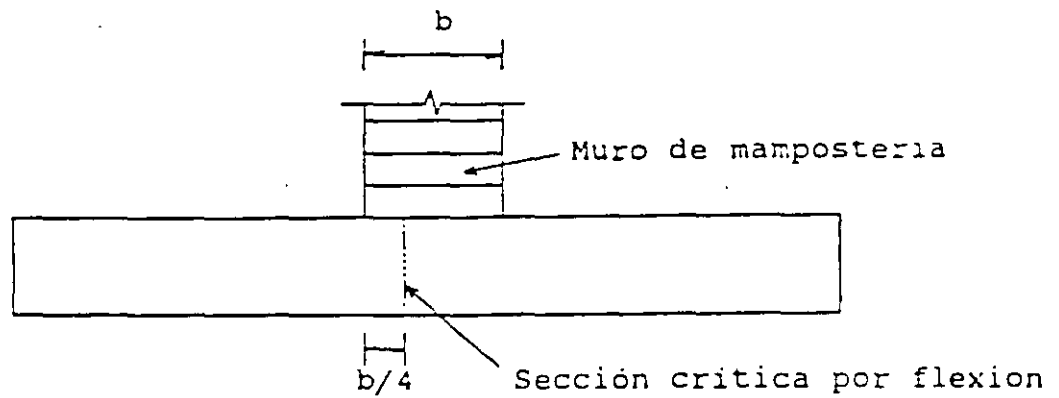


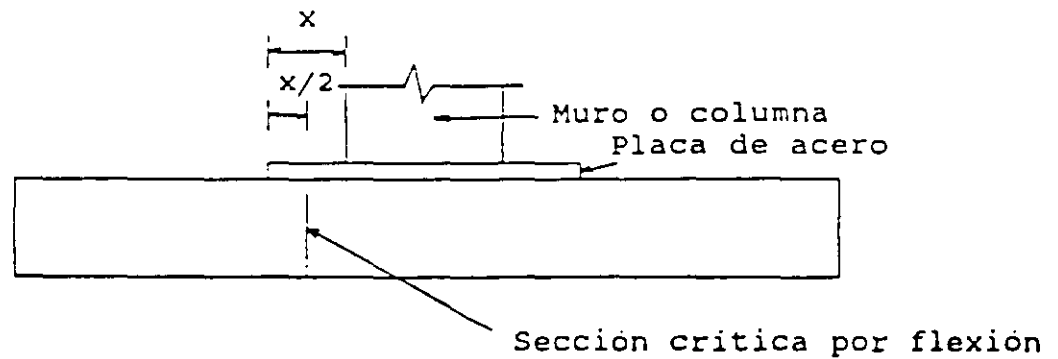
FIG 5.5 SECCIÓN CRÍTICA POR CORTANTE



a) Muro o columna de concreto reforzado

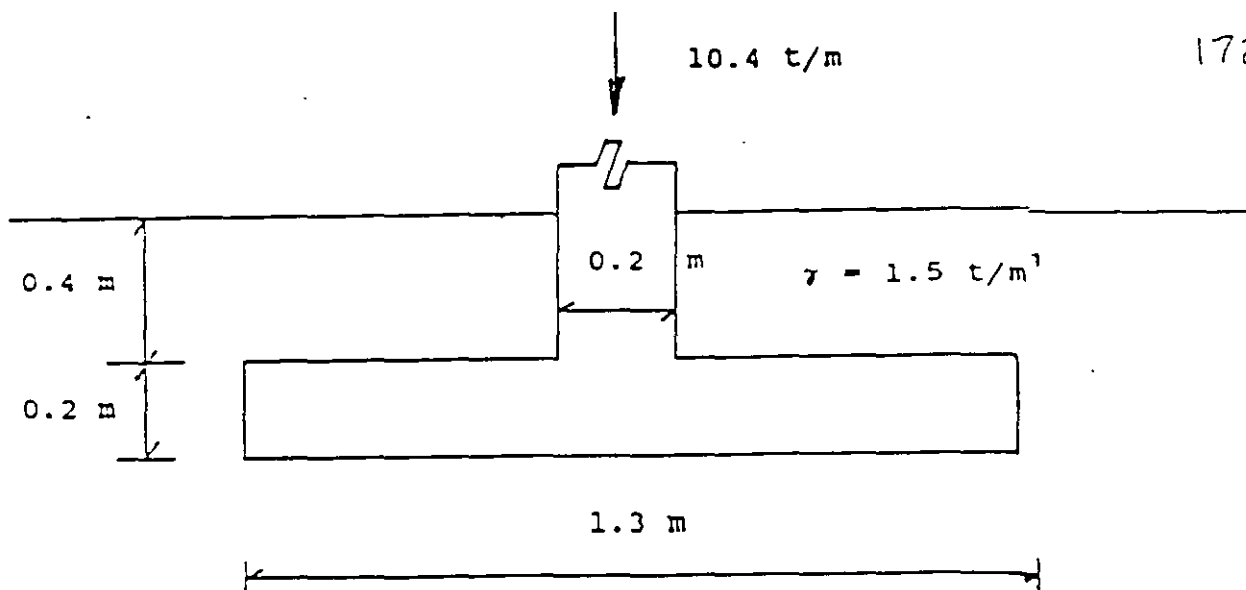


b) Muro de mamposteria



c) Muro o columna con pedestal de placa de acero

FIG 5.6 SECCIONES CRÍTICAS POR FLEXIÓN



$c = 6 \text{ t/m}^2$ $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$ Toba parcialmente cementada
 $E_{ep} = 1600 \text{ t/m}^2$ $\nu = 0.25$

FIG 5.7 ZAPATA CORRIDA SOMETIDA A CARGA VERTICAL (EJEMPLO 5.3)

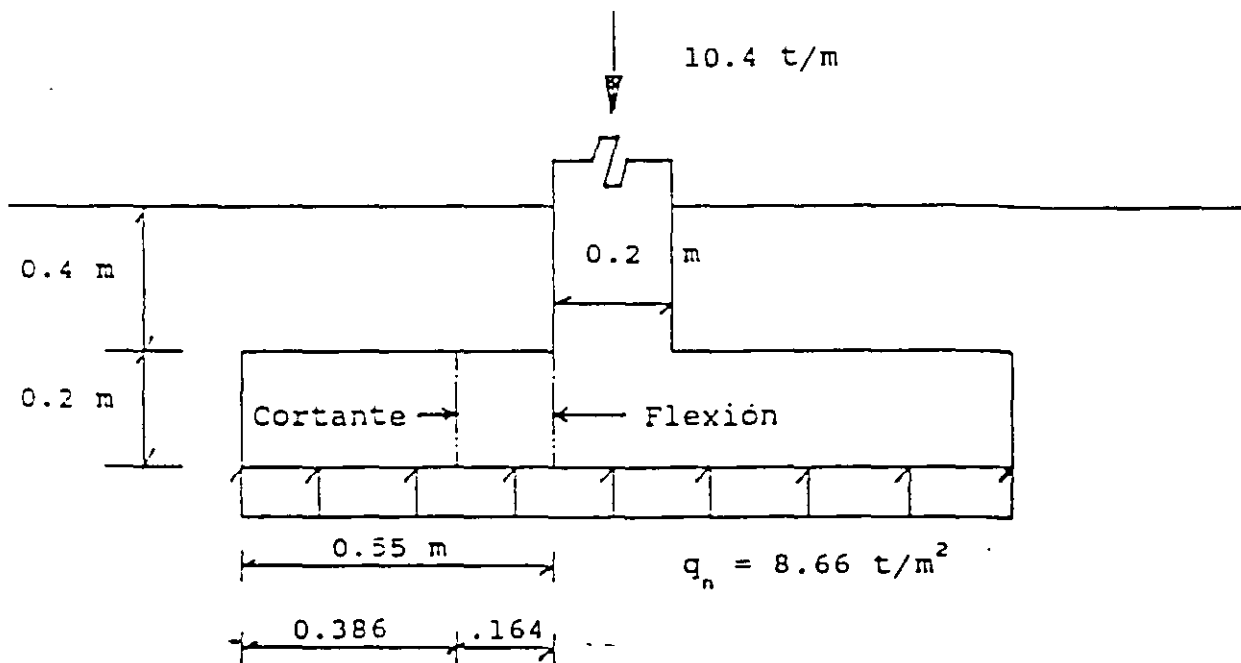


FIG 5.8 REACCIÓN DEL TERRENO Y SECCIONES CRÍTICAS POR CORTANTE Y POR FLEXIÓN (EJEMPLO 5.3)

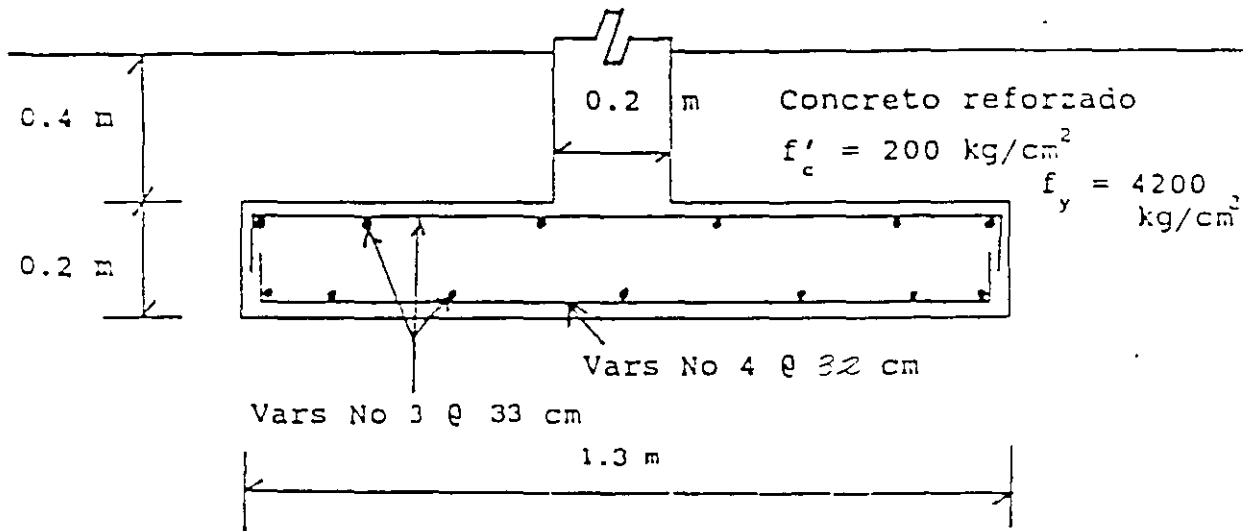
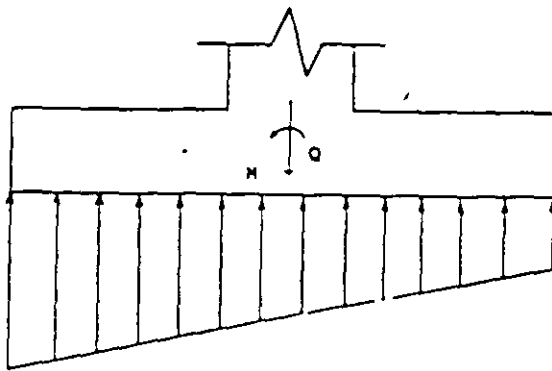
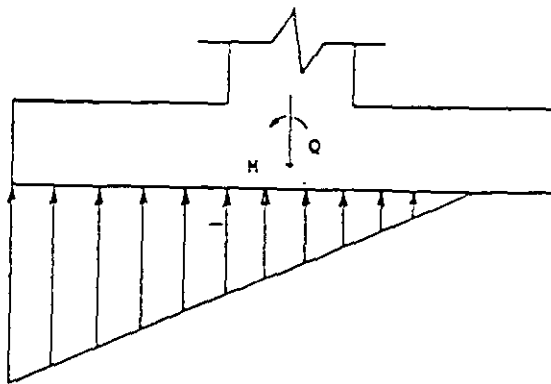


FIG 5.9 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES
 DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.3)



a) Reacción trapecial



b) Reacción triangular

FIG 5.10 REACCIÓN DEL TERRENO TRAPEZIAL O TRIANGULAR

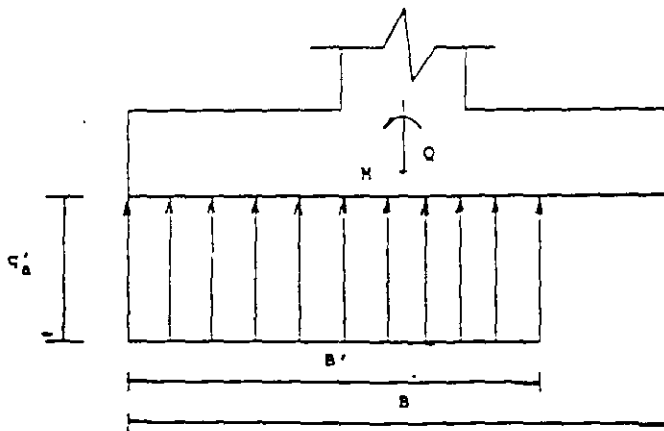
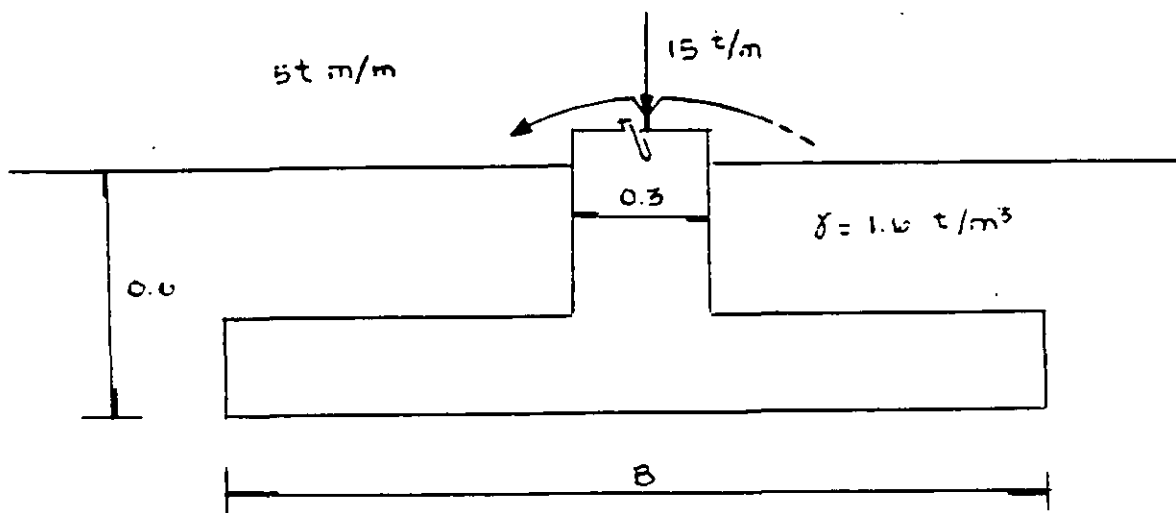
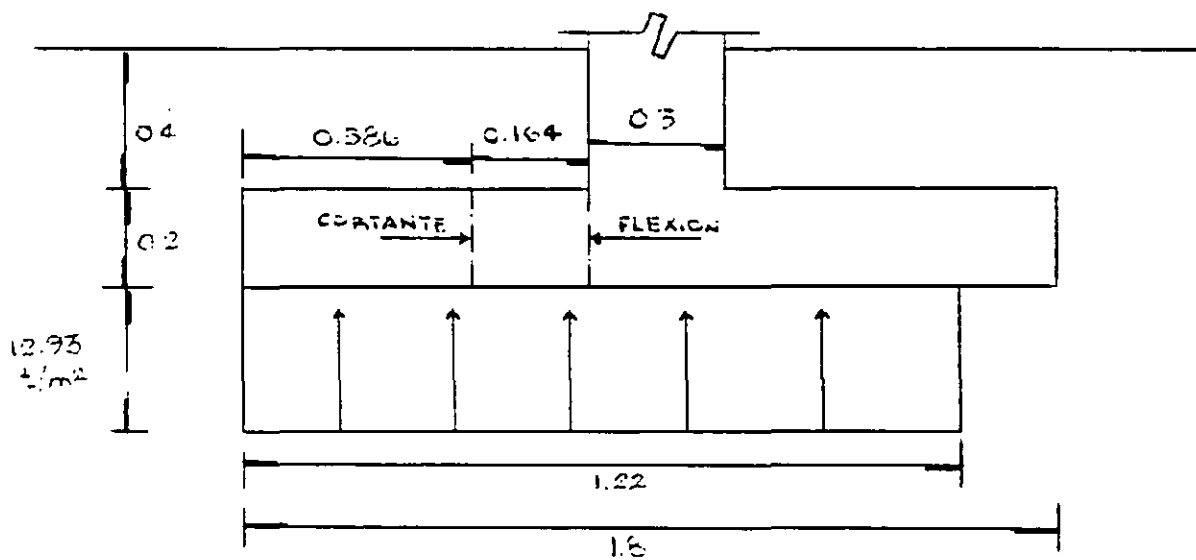


FIG 5.11 REACCIÓN DEL TERRENO RECTANGULAR



$\phi^* = 39^\circ$ $D_r = 68\%$ $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$
 $E_{ep} = 900 \text{ t/m}^2$ Arena medianamente compacta
 $\nu = 0.25$
 Distancias en metros Sin escala

FIG. 5.12 ZAPATA SOMETIDA A CARGA VERTICAL, Y MOMENTO (EJEMPLO 5.4).



Distancias en metros Sin escala

FIG. 5.13 REACCION NETA DEL TERRENO Y SECCIONES CRITICAS POR CORTANTE Y POR FLEXION (EJEMPLO 5.4).

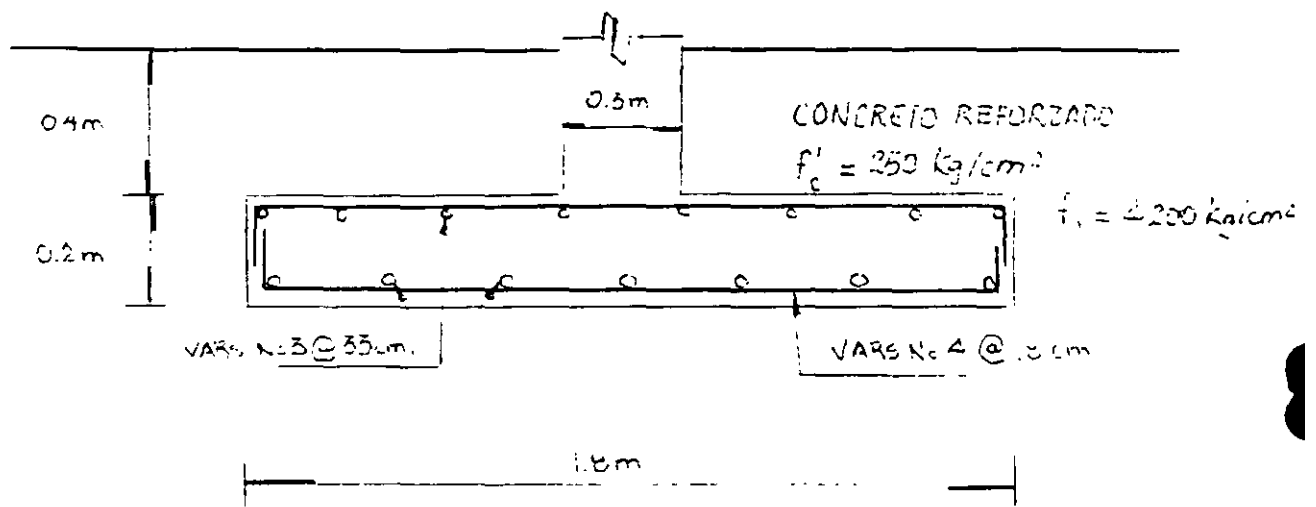
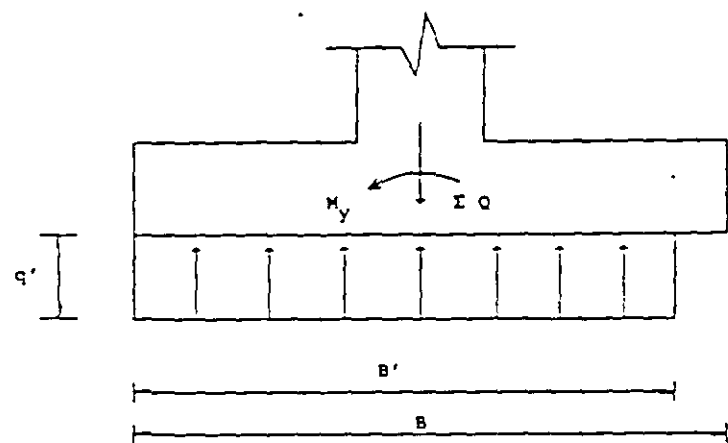


FIG. 5.14 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.4)



$$B' = B - 2 e_x \qquad e_x = M_y / \Sigma Q$$

$$L' = L - 2 e_y \qquad e_y = M_x / \Sigma Q$$

$$q' = \Sigma Q / A' = \Sigma Q / B' L'$$

B es el ancho y L la longitud de la zapata rectangular. M_x y M_y son los momentos alrededor de los ejes x y y, respectivamente, y e_x y e_y son las excentricidades medidas a partir del centro de la zapata

FIG 5.15a DETERMINACIÓN DE LA REACCIÓN q' DEBIDA A LOS DOS MOMENTOS M_x Y M_y ALREDEDOR DEL CENTRO DE LA ZAPATA

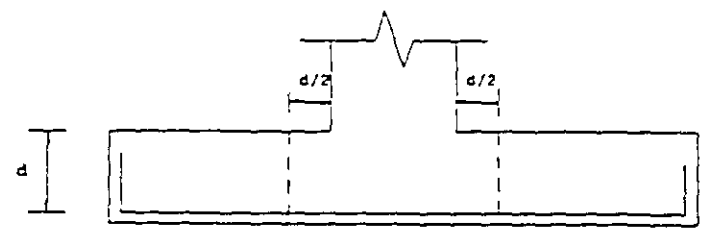
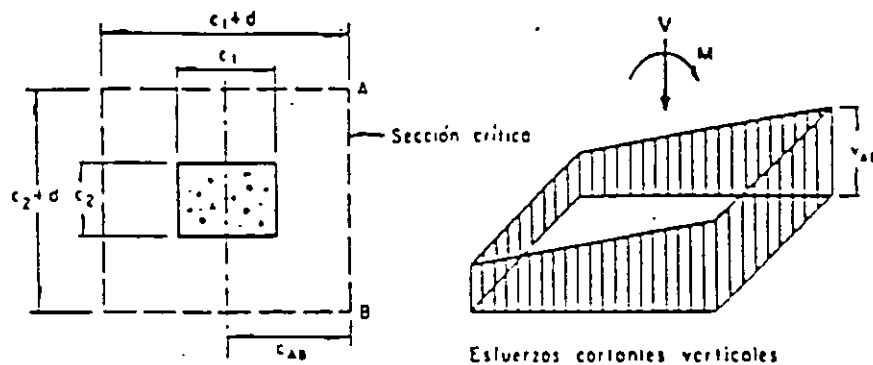


FIG 5.15b SECCIÓN CRÍTICA POR PENETRACIÓN



$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

(Ámbito del esfuerzo cortante máximo para una columna interior)

FIG 5.16 TRANSMISIÓN DE MOMENTO ENTRE COLUMNA Y ZAPATA
(NORMAS DE CONCRETO 1987)

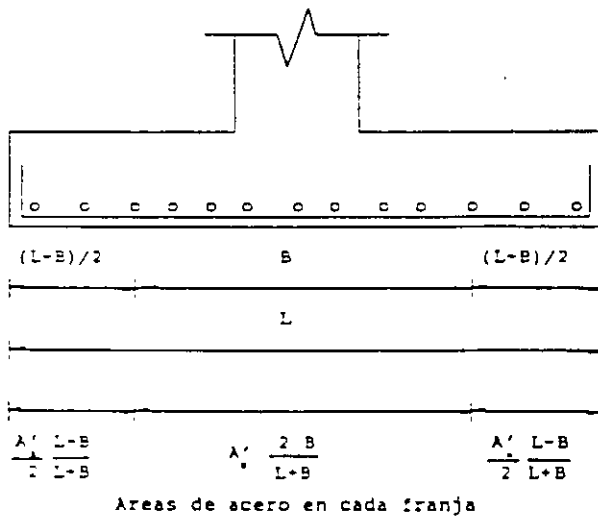
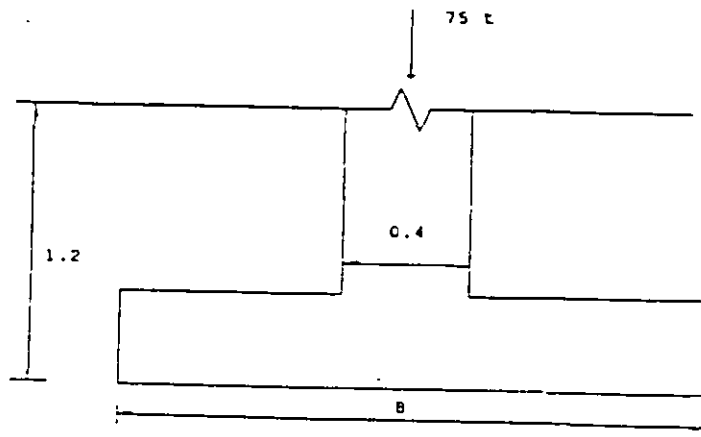


FIG 5.17 DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN EL LADO LARGO
(MELI 1985)



Arena de grano medio
 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ $D_r = 62 \%$ $\phi^* = 33^\circ$
 $E_{sp} = 1200 \text{ t/m}^2$ $\nu = 0.25$

Distancias en metros

FIG 5.18 CARACTERISTICAS DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.5)

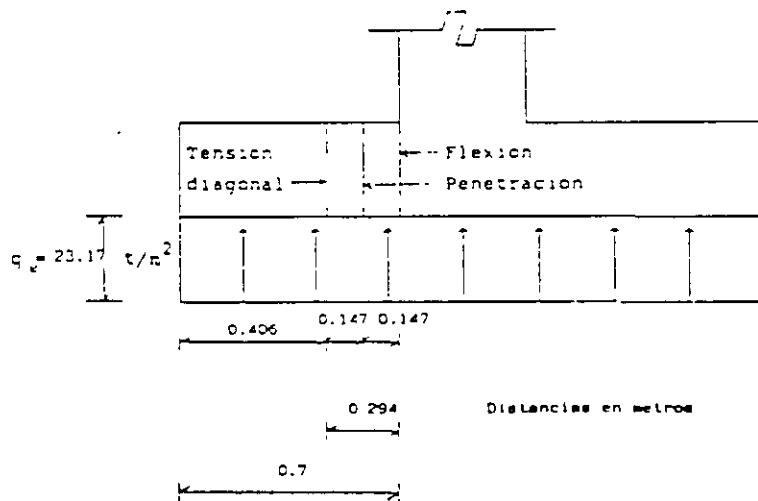
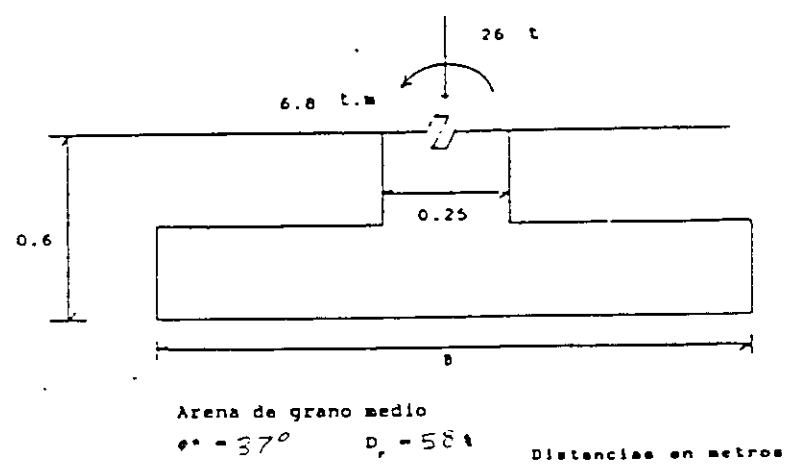
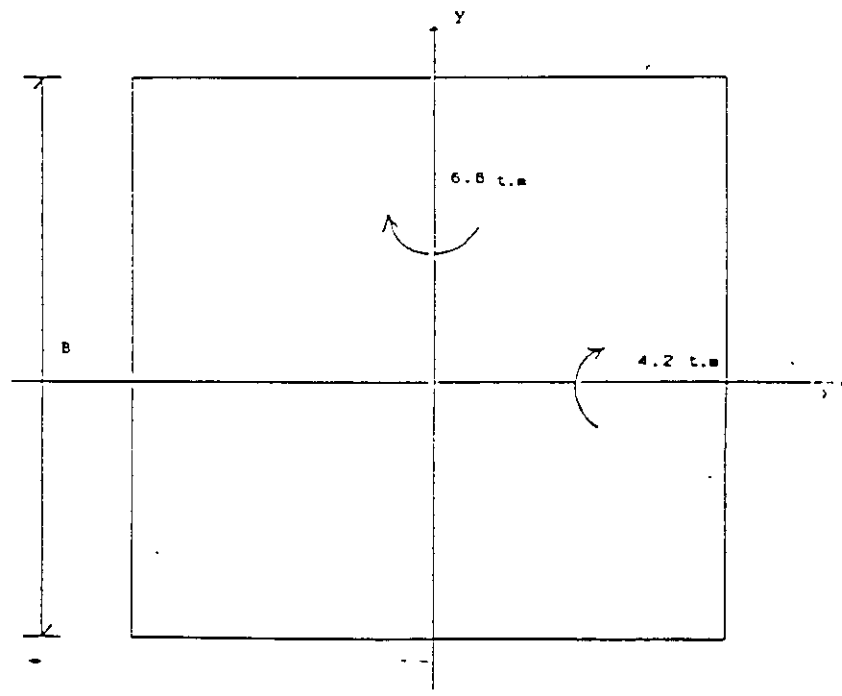


FIG 5.19 SECCIONES CRITICAS (EJEMPLO 5.5)



a) ELEVACION

FIGURA 5.20



b) PLANTA

FIG 5.20 CARACTERISTICAS DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.6)

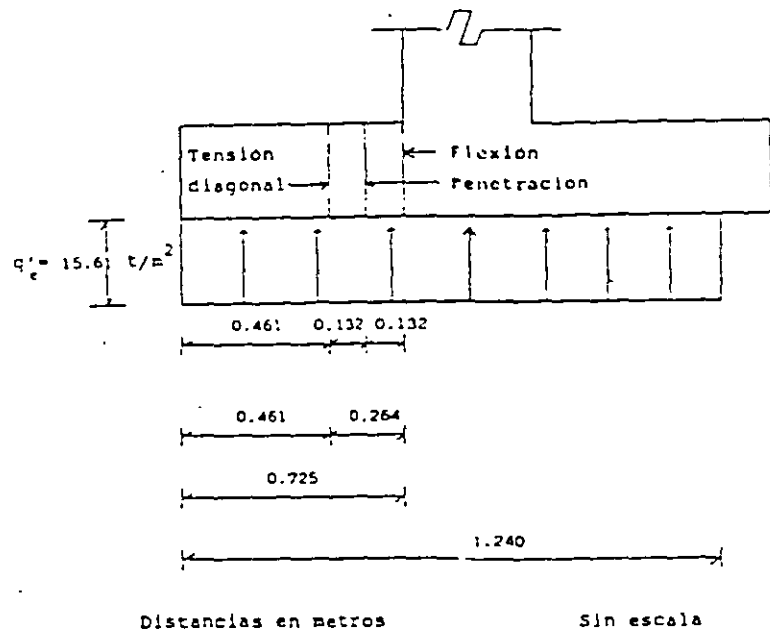


FIG 5.21 SECCIONES CRITICAS POR PENETRACION, TENSION DIAGONAL Y FLEXION. DIRECCION Y (EJEMPLO 5.6)

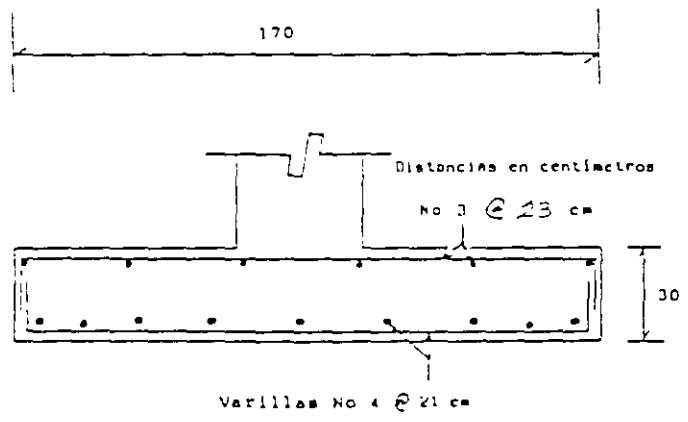


FIG 5.22 CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA ZAPATA (EJEMPLO 5.6)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

APUNTES DE CIMENTACIONES: CAPACIDAD DE CARGA

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SANGINES GARCIA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

APUNTES DE CIMENTACIONES CAPACIDAD DE CARGA

Agustín Deméneghi Colina*

Margarita Puebla Cadena*

Héctor Sanginés García*

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación.

En este capítulo trataremos el estado límite de falla, el cual se entiende por cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga (RCDF 1993)

Los siguientes son ejemplos de estado límite de falla de una cimentación (RCDF, artículo 224)

- a) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación.
- b) Flotación.
- c) Falla de los elementos de la estructura de cimentación

1 Capacidad de carga última de un suelo

En relación con el desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, generado por la presión vertical conocida como capacidad de carga última por resistencia al corte del suelo, de los estudios de la teoría de la plasticidad respecto a dicha capacidad de carga, se pueden extraer las siguientes conclusiones (Terzaghi y Peck 1967)

Si la base de una zapata continua descansa sobre la superficie de un suelo sin peso que posee cohesión y fricción, el suelo falla como se indica en la fig 1, a través de 5 zonas. Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, la zona I

permanece en estado elástico, actúa como si fuera parte de la zapata y penetra en el suelo como una cuña; sus fronteras forman un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal.

En las zonas II y III se genera un patrón de esfuerzos cortantes, los cuales en la zona III son iguales al estado pasivo de Rankine, las fronteras de la zona pasiva forman un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal

Las zonas II se conocen como zonas de esfuerzos radiales, porque las rectas de esta zona plástica parten de las aristas de la zapata. La otra familia de curvas son espirales logarítmicas, cuyos centros se localizan en las aristas de la zapata

La capacidad de carga última está dada por

$$q_u = c N_c + p_v N_q + (1/2) \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

donde

$$N_c = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (2)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (3)$$

$$N_q = (N_c - 1) / \tan \phi \quad (4)$$

Si el suelo no tiene cohesión, pero sí fricción y peso propio, el patrón de falla se muestra en la fig 1b. Las fronteras de la zona elástica I son curvas; las dos ramas se intersecan en el punto d, formando un ángulo de $90^\circ - \phi$. En las zonas II las líneas radiales son curvas. En la zona III se presenta el estado pasivo de Rankine

*Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM

La ecuación de una espiral logarítmica es (fig 2)

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (5)$$

La espiral logarítmica tiene la propiedad de que el ángulo entre el radio vector y la normal a la curva vale ϕ (fig 2). En cimientos profundos, Zeevaert (1973) hace la hipótesis de que la superficie de falla se extiende hasta que ésta se vuelve vertical (fig 3), por lo tanto, el ángulo entre el radio vector y la horizontal vale ϕ .

Cabe aclarar que para la obtención de la ecuación de capacidad de carga q_d (ec 1), se hicieron las siguientes hipótesis: el material es incompresible, su comportamiento es rígido-plástico, y se trata de un estado de deformación plana.

Por lo demás, las limitaciones de las teorías sobre capacidad de carga no tienen una importancia práctica seria, porque la precisión de la soluciones aún aproximadas depende en mayor medida de nuestra habilidad para valuar las propiedades mecánicas de los suelos que entran en las ecuaciones, que de los defectos de la propias teorías (Terzaghi y Peck 1967).

2 Efecto de la forma de la cimentación

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad (ec 1) es válida para una zapata de longitud infinita. Para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos en forma experimental. Así, la capacidad de carga última esta dada por

$$q_d = c N_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma \quad (6)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 (B/L) \quad (7)$$

$$f_q = 1 + (B/L) \tan \phi \quad (8)$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4 (B/L) \quad (9)$$

En un cimiento de planta circular se toma $B = L = D$, siendo D el diámetro del cimiento.

En todos los casos $B/L \leq 1$.

3 Capacidad de carga resistente Factores de resistencia

Definamos ahora la capacidad de carga resistente de un suelo con la siguiente expresión

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (10)$$

donde F_{Ri} son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general $F_{Ri} \leq 1$.

4 Presión última sobre el terreno Factores de carga

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale

$$q = \Sigma Q / A \quad (11)$$

donde

ΣQ = sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

Además

$$q = (1/A) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma

$$q_{ult} = (1/A) (Q_1 F_{c1} + Q_2 F_{c2} + \dots + Q_n F_{cn}) \quad (12)$$

donde F_{ci} son factores de carga, que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general $F_{ci} \geq 1$, aun

cuando en algunos casos particulares F_{ci} puede ser menor que uno.

La ec 12 se puede poner en forma simplificada

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A \quad (13)$$

5 Cimiento sometido a carga vertical y momento

La determinación de la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo, de un cimiento sujeto a carga vertical y momento (fig 4a) se puede llevar a cabo mediante un artificio teórico que consiste en considerar esta condición equivalente a la de un cimiento de ancho reducido sometido únicamente a carga vertical. Esta condición se obtiene de la siguiente forma: considérese un cimiento sometido a las acciones ΣQ y M (fig 4a), desde el punto de vista de fuerzas externas, esta condición es equivalente a la de la fig 4.1b, donde se ha colocado la fuerza ΣQ de tal forma que ocasiona el mismo momento con respecto al centro de línea. La excentricidad e vale

$$e = M / \Sigma Q \quad (14)$$

Se observa en la fig 4.1 que se puede considerar un cimiento de ancho B' sometido únicamente a la carga vertical ΣQ . De la fig 4.1b

$$B'/2 = B/2 - e \quad \therefore B' = B - 2e \quad (15)$$

En consecuencia, la determinación de la capacidad de carga de un cimiento sujeto a carga vertical ΣQ y momento M se lleva a cabo considerando un cimiento equivalente de ancho virtual B' , dado por la ec 15, en que la excentricidad e está dada por la ec 14

La capacidad del suelo se obtiene sustituyendo en las expresiones correspondientes a capacidad de carga por resistencia al corte el ancho reducido virtual B' determinado con la ec 15. Asimismo, la presión de contacto en el cimiento virtual

equivalente se halla considerando el ancho reducido B' .

6. Revisión de la seguridad de una cimentación

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad

$$q_{ult} \leq q_R \quad (16)$$

Sustituyendo las ecs 7 y 10 en la expresión 16

$$\Sigma Q F_c / A \leq c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (17)$$

La desigualdad 17 se emplea para revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga.

7. Suelos friccionantes

En un suelo puramente friccionante

$$c = 0 \quad \text{y} \quad s = \sigma \tan \phi$$

La capacidad de carga resistente vale, de acuerdo con la ec 10:

$$q_R = p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (18)$$

Usualmente $F_{R2} = F_{R3} = F_R$, por lo tanto

$$q_R = [p_v N_q f_q + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (19)$$

7.1 Falla general y falla local

Como mencionamos antes, la ec 1 se obtuvo considerando un material incompresible, hipótesis que se cumple sólo en suelos de compactos a muy compactos. Para tomar en cuenta la compresibilidad del material, Terzaghi y Peck (1967) recomiendan que se emplee la siguiente expresión en suelos en estado suelto

$$\tan \phi = (2/3) \tan \phi^* \quad (20)$$

donde ϕ^* es el ángulo de fricción interna del suelo, determinado mediante pruebas de laboratorio o de campo.

Por su parte, Sowers (1962) indica que para suelos friccionantes con D_r mayor que 70% se debe emplear el criterio de Terzaghi para falla general, y que para D_r menor que 20% se debe usar dicho criterio para falla local, y que para valores intermedios de D_r , se debe interpolar. En consecuencia, podemos en forma conservadora usar la ec 20 de la siguiente manera

$$\tan \phi = \alpha \tan \phi^* \quad (21)$$

$$\phi = \text{ang tan} (\alpha \tan \phi^*) \quad (22)$$

donde

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.67 && \text{para } D_r \leq 0.5 \\ \alpha &= 0.67 - 1.65(D_r - 0.5) && \text{para } 0.5 < D_r < 0.7 \\ \alpha &= 1.0 && \text{para } D_r \geq 0.7 \end{aligned} \quad (23)$$

7.2 Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF)

Cuando el nivel de agua freática (NAF) queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a alta permeabilidad de los suelos friccionantes, la fracción sólida se mueve hacia cierta dirección, mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática. Por lo tanto, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno. La contribución de la fase sólida está dada por la ec 12 con $p_v = p_v'$ y $\gamma = \gamma'$, es decir

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (24)$$

La contribución de la fase líquida es igual a la presión del agua u al nivel de desplante de la subestructura. La capacidad resistente total será la suma de la debida a la fase sólida y de la debida al agua, es decir

$$q_R = q_R' + u_R$$

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + u_R$$

Pero

$$p_v = p_v' + u, \quad u = p_v - p_v', \quad u_R = p_v F_{R2} - p_v' F_{R2}$$

$$q_R = p_v' N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} - p_v F_{R2} + p_v' F_{R2}$$

$$q_R = p_v' (N_q f_q F_{R2} - F_{R2}) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_v F_{R2} \quad (25)$$

Las Normas de Cimentaciones hacen las siguientes consideraciones: $F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R$, y $F_{R4} = 1$, por lo que la ec 25 queda

$$q_R = [p_v' (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (26)$$

7.3 Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Se recomienda en la práctica que en general el factor $F_R \leq 0.45$. Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones recomiendan $F_R = 0.35$, para zapatas en la zona de lomas (zona I) de la ciudad de México.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento vale

$$h = \frac{B \cos \phi \exp [(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi]}{2 \cos (\pi/4 + \phi/2)} \quad (27)$$

(Por ejemplo, para $\phi = 36^\circ$, $h = 1.98 B$)

De acuerdo con lo tratado en los párrafos anteriores, la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se puede obtener con la siguiente ecuación

$$q_R = [p_v' (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma' B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (28)$$

Se distinguen las siguientes condiciones:

a) Cuando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que el valor de h dado por la ec 27, se emplea la ec 28 con $\gamma = \gamma_m$.

b) Cuando el NAF se encuentre por arriba del nivel de desplante, se emplea la ec 28 con $\gamma = \gamma'$.

c) Cuando el NAF se encuentra en una posición intermedia z (fig 5), se emplea la ec 28 con

$$\gamma = \gamma' + (z/h) (\gamma_m - \gamma') \quad (29)$$

Siempre se debe cumplir que

$$q_{ult} \leq q_R \quad (30)$$

donde

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A \quad (31)$$

[Por su parte, las Normas de Cimentaciones establecen que "en caso de que el ancho B sea mayor que la profundidad z del manto freático bajo el nivel de desplante de la cimentación, el peso volumetrico a considerar será

$$\gamma = \gamma' + (z/B) (\gamma_m - \gamma') \quad (ec 4 de las NC)$$

donde

γ' = peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades z y $(B/2) \tan (45^\circ + \phi/2)$

γ_m = peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.]

8 Suelos cohesivos totalmente saturados

En un cimiento somero apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo. Por lo tanto, se recomienda la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (tipo UU,

pruebas rápidas) para la determinación de la resistencia al corte del terreno (fig 6).

Dado que la extracción de una muestra inalterada de arcilla produce cierta alteración de la misma, algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas para la obtención de la cohesión aparente del material. Desde luego, la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercano posible a la presión de confinamiento de campo

En una prueba rápida $c = c_u$ y $\phi = \phi_u = 0$ (fig 6). Sustituyendo en las ecs 2, 3 y 8

$$N_q = 1, N_\gamma = 0, f_q = 1$$

Además, en teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

Habíamos señalado antes que la capacidad de carga resistente está dada por la ec 10

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Sustituyendo los valores correspondientes a un suelo puramente cohesivo obtenemos

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_{R1} + p_v F_{R2} \quad (32)$$

$$\text{Hagamos } F_{R1} = F_R \quad F_{R2} = 1$$

Por lo tanto

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (33)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L \quad (34)$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente (Normas de Cimentaciones 1976)

9. Suelos cohesivos parcialmente saturados

Fredlund y Rahardjo (1993) consideran que la resistencia al corte de un suelo parcialmente saturado está dada por

$$s = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (35)$$

En la tabla 1 se muestran valores de c' , ϕ' y ϕ^b para diferentes suelos (Fredlund y Rahardjo 1993)

Cabe aclarar que, en un suelo cohesivo parcialmente saturado, al aumentar la presión de confinamiento σ_3 se incrementan tanto la presión en el aire u_a como la presión en el agua u_w ; si en los poros del suelo se presenta un estado *abierto* (vacíos del aire interconectados entre sí), la presión u_a se disipa rápidamente y el suelo se comprime. En consecuencia, aumenta el grado de saturación del suelo. Para valores altos de σ_3 , los poros pasan del estado *abierto* al estado *ocluído* (vacíos del aire no conectados entre sí); en este momento la presión del aire se aproxima a la del agua $u_a \cong u_w$. Este fenómeno se presenta para valores del grado de saturación cercanos a 100%.

Para $G_u = 100\%$, $u_a = u_w$. La ec 35 se transforma en

$$s = c' + (\sigma - u_w) \tan \phi' \quad (36)$$

que es la ley de resistencia de un suelo totalmente saturado

Para calcular la capacidad de carga, se estima el valor más desfavorable de la succión en el campo, y se sustituye en la ec 35. Para un valor fijo de la succión, la cohesión del suelo vale

$$c = c' - (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (37)$$

y la ec 35 queda

$$s = c + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (38)$$

Podemos observar en la ec 38 que para una cierta succión el suelo se puede considerar como un material cohesivo-friccionante, por lo que

podemos aplicar la ec 10 para determinar su capacidad de carga:

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_u N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma BN_f f_f F_{R3} \quad (39)$$

O bien, si hacemos $F_{R3} = F_R$

$$q_R = [cN_c f_c + p_u N_q f_q + (1/2)\gamma BN_f f_f] F_R \quad (40)$$

Ejemplo

Determinar la capacidad de carga resistente de un suelo cohesivo-friccionante que tiene las siguientes propiedades

$$c' = 2.5 \text{ t/m}^2, \phi' = 22.5^\circ, \phi^b = 16.1^\circ, \gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Zapata corrida } B = 1.5 \text{ m, } L = 4 \text{ m, } D_f = 0.8 \text{ m}$$

Considerar una succión en el campo $(u_a - u_w) = 1 \text{ kg/cm}^2$, con $F_R = 0.45$.

Solución

Aplicando la ec 37, con $(u_a - u_w) = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$, se obtiene $c = 5.386 \text{ t/m}^2$, y la resistencia al corte vale (ec 38)

$$s = 5.386 + (\sigma - u_a) \tan 22.5^\circ$$

Podemos considerar el material como cohesivo-friccionante con $c = 5.386 \text{ t/m}^2$ y $\phi = \phi' = 22.5^\circ$. Sustituyendo en las ecs 2 a 9

$$N_q = 8.228, N_c = 7.644, N_\gamma = 17.451, f_c = 1.094, f_q = 1.155, f_f = 0.85$$

Aplicando la ec 40

$$q_R = [5.386(17.451)(1.094) + (1.5)(0.8)(8.228)(1.155) + (1/2)(1.5)(1.5)(7.644)(0.85)](0.45) = 54.693 \text{ t/m}^2$$

10. Suelos con cohesión y fricción

Los incisos 7, 8 y 9 cubren una amplia gama de suelos en la práctica, pero se pueden encontrar suelos con características intermedias entre ellos. Por ejemplo, una mezcla de arena con arcilla o una arena cementada pueden presentar bajo ciertas condiciones un comportamiento cohesivo-friccionante. En estos casos, se deben determinar las propiedades de resistencia para las condiciones más desfavorables durante la vida útil de la cimentación, y aplicar la expresión

correspondiente a suelos cohesivo-friccionantes (ec 10):

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} \quad (41)$$

O bien

$$q_R = [cN_c f_c + p_v N_q f_q + (1/2)\gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R \quad (42)$$

Referencias

Fredlund, D G y Rahardjo, H. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Wiley, 1993

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones. Departamento del Distrito Federal, 1987

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Departamento del Distrito Federal, 1987

Sowers, G F. "Shallow foundations", cap 6 de *Foundation Engineering*, ed por G A Leonards, McGraw-Hill, 1962

Terzaghi, K y Peck, R B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2da ed. Wiley, 1967

TABLA 1

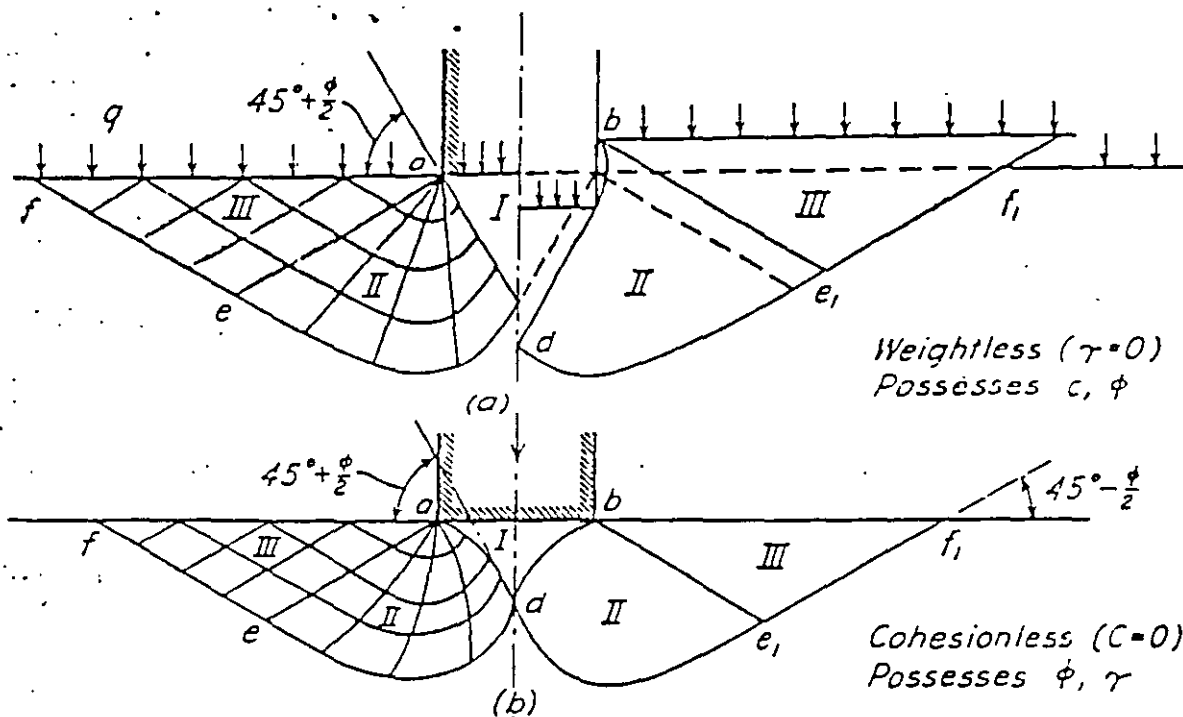
(Fredlund y Rahardjo (1993))

9.2 FAILURE ENVELOPE FOR UNSATURATED SOILS

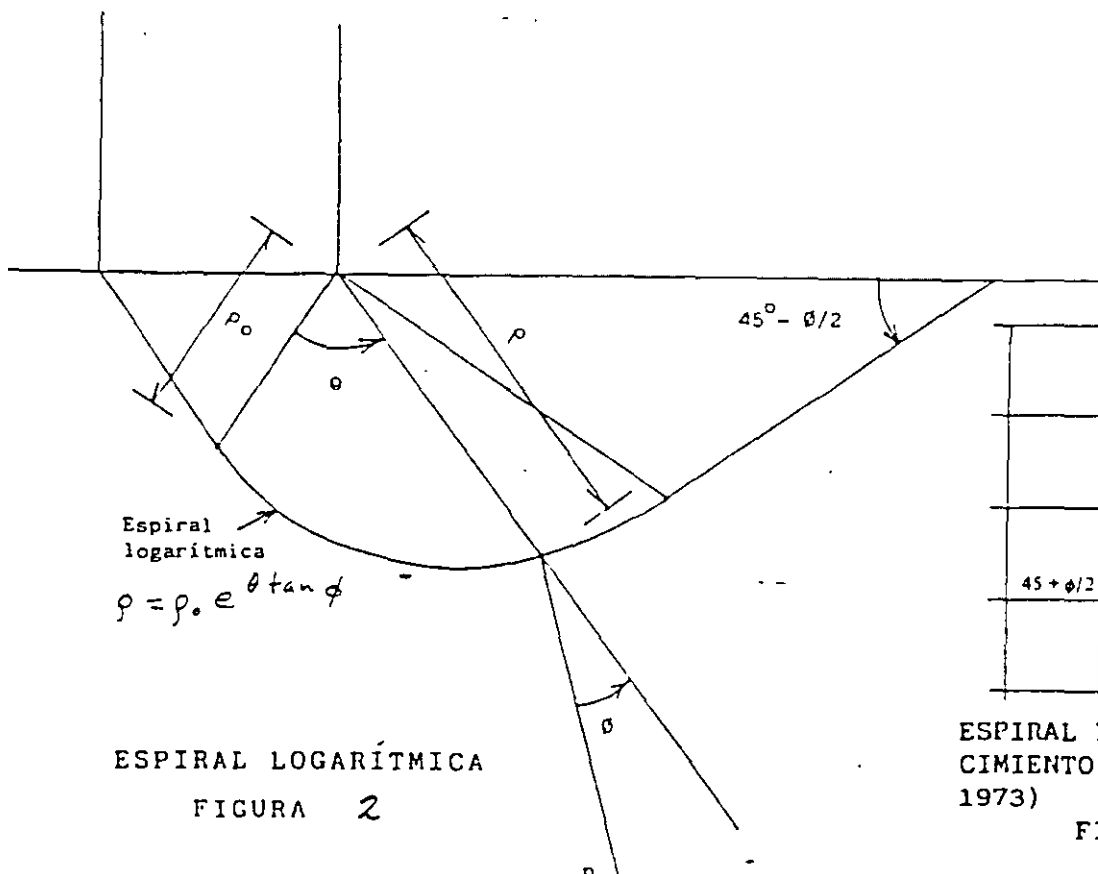
Table 9.1 Experimental Values of ϕ^b

Soil Type	c' (kPa)	ϕ' (degrees)	ϕ^b (degrees)	Test Procedure	Reference
Compacted shale; $w = 18.6\%$	15.8	24.8	18.1	Constant water content triaxial	Bishop <i>et al.</i> (1960)
Boulder clay; $w = 11.6\%$	9.6	27.3	21.7	Constant water content triaxial	Bishop <i>et al.</i> (1960)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$, $\rho_d = 1580 \text{ kg/m}^3$	37.3	28.5	16.2	Consolidated drained triaxial	Satija, (1978)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$, $\rho_d = 1478 \text{ kg/m}^3$	20.3	29.0	12.6	Constant drained triaxial	Satija, (1978)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$, $\rho_d = 1580 \text{ kg/m}^3$	15.5	28.5	22.6	Consolidated water content triaxial	Satija, (1978)
Dhanauri clay; $w = 22.2\%$, $\rho_d = 1478 \text{ kg/m}^3$	11.3	29.0	16.5	Constant water content triaxial	Satija, (1978)
Madrid grey clay; $w = 29\%$	23.7	22.5*	16.1	Consolidated drained direct shear	Escario (1980)
Undisturbed decomposed granite, Hong Kong	28.9	33.4	15.3	Consolidated drained multistage triaxial	Ho and Fredlund (1982a)
Undisturbed decomposed rhyolite; Hong Kong	7.4	35.3	13.8	Consolidated drained multistage triaxial	Ho and Fredlund (1982a)
Tappen-Notch Hill silt, $w = 21.5\%$, $\rho_d = 1590 \text{ kg/m}^3$	0.0	35.0	16.0	Consolidated drained multistage triaxial	Krahn <i>et al.</i> (1989)
Compacted glacial till; $w = 12.2\%$, $\rho_d = 1810 \text{ kg/m}^3$	10	25.3	7-25.5	Consolidated drained multistage direct shear	Gan <i>et al.</i> (1988)

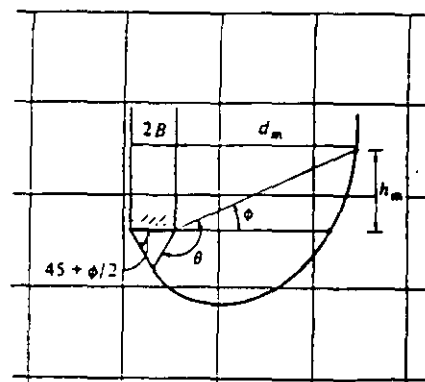
*Average value.



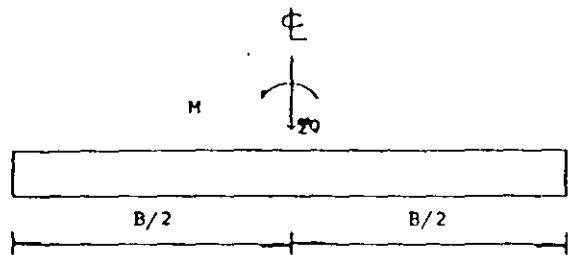
ZONAS DE EQUILIBRIO PLÁSTICO DESPUÉS DE LA FALLA (TERZAGHI Y PECK 1967)
FIGURA 1



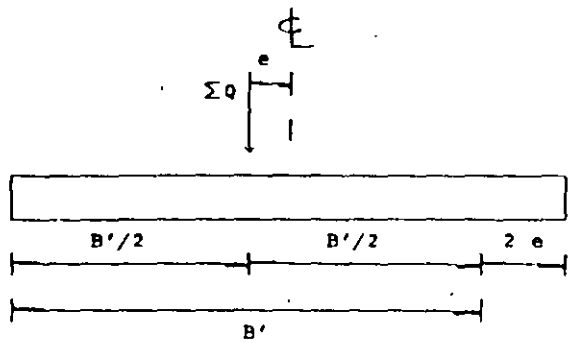
ESPIRAL LOGARÍTMICA
FIGURA 2



ESPIRAL LOGARÍTMICA EN UN CIMIENTO PROFUNDO (ZEEVAERT 1973)
FIGURA 3

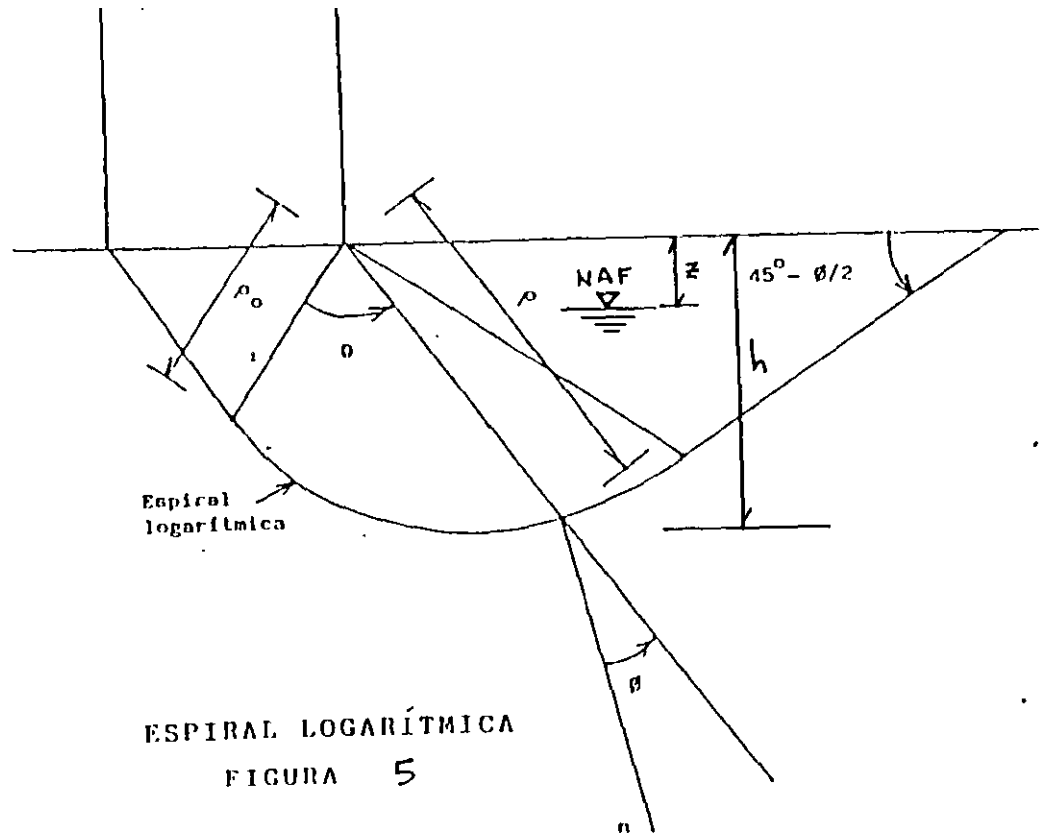


a) Cimiento sometido a carga vertical y momento



b) Cimiento con un sistema de cargas externas equivalente

FIG 4 CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO



ESPIRAL LOGARÍTMICA
FIGURA 5

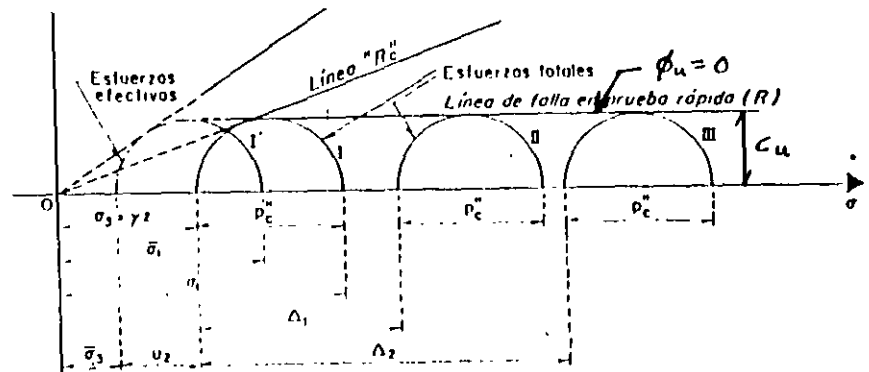


FIG. 6 LÍNEA DE FALLA EN PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA

(JUÁREZ BADILLO Y RICO 1976)

EJEMPLOS

Ejemplo 1

(Suelo friccionante)

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata rectangular de concreto reforzado de la fig E-1.

Columna de 25 por 30 cm. Zapata de 1.7 por 2 m; espesor losa zapata = 30 cm. Profundidad de desplante = 60 cm

$$\Sigma Q' = 26 \text{ t}, M_y = 4.2 \text{ t}\cdot\text{m}, M_x = 6.8 \text{ t}\cdot\text{m}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación: $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$, $\phi^* = 37^\circ$, $D_r = 58\%$, $s_s = 2.6$, $F_c = 1.1$, $F_R = 0.45$

Solución

Cálculo de la presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4)$$

$$+ ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.6)$$

$$= 26 + 2.448 + 0.054 + 1.596 = 30.098 \text{ t}$$

$$\Sigma Q F_c = 26(1.4) + 2.448(1.4) + 0.054(1.4)$$

$$+ 1.596(1.1) = 41.658 \text{ t}$$

$$e_x = M_y / \Sigma Q = 4.2 / 30.098 = 0.1395 \text{ m}$$

$$e_y = M_x / \Sigma Q = 6.8 / 30.098 = 0.2259 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 1.421 \text{ m}, L' = L - 2e_y = 1.5482 \text{ m}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A' = \Sigma Q F_c / B' L'$$

$$= 41.658 / 1.421(1.5482) = 18.936 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 28:

$$q_R = [p_v (N_q f_q - 1) + (1/2) \gamma B N_\gamma f_\gamma] F_R + p_v \quad (28)$$

Aplicando la ec 23

$$\alpha = 0.67 + 1.65(D_r - 0.5) = 0.67 + 1.65(0.58 - 0.5) = 0.802$$

Aplicando la ec 22

$$\phi = \text{ang tan} (\alpha \tan \phi^*) = 31.15^\circ$$

Usando las ecs 2 y 3

$$N_q = e^{\tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2) = 20.983$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 26.571$$

Usando las ecs 8 y 9

$$f_q = 1 + (B'/L') \tan \phi$$

$$= 1 + (1.421/1.5482) \tan(31.15^\circ) = 1.5547$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(B'/L') = 1 - 0.4(1.421/1.5482)$$

$$= 0.6329$$

Sustituyendo en la ec 28

$$q_R = [1.6(0.6)((20.983)(1.5547) - 1)$$

$$+ (1/2)(1.6)(1.421)(26.571)(0.6329)](0.45)$$

$$+ 1.6(0.6) = 23.224 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 18.936 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 23.224 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Ejemplo 2

(Suelo cohesivo totalmente saturado)

Revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga, de la zapata corrida de concreto reforzado de la fig E-2.

Espesor muro de concreto reforzado 20 cm.

Zapata de 1.3 m de ancho; espesor losa zapata = 20 cm. Profundidad de desplante = 50 cm

$$\Sigma Q' = 6 \text{ t/m}, F_c = 1.4$$

Terreno de cimentación: arcilla limosa totalmente saturada, $\gamma_{sat} = 1.6 \text{ t/m}^3$, $c_u = 2.5 \text{ t/m}^2$, $F_c = 1.1$, $F_R = 0.7$

Solución

Cálculo de la presión última sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 6 + 1.3(0.2)(2.4) + 0.2(0.3)(2.4)$$

$$+ (1.3 - 0.2)(0.3)(1.5) = 6 + 0.624 + 0.144 + 0.495$$

$$= 7.263 \text{ t/m}$$

$$\Sigma Q F_c = 6(1.4) + 0.624(1.4) + 0.144(1.4) + 0.495(1.1)$$

$$= 10.020 \text{ t/m}$$

$$q_{ult} = \Sigma Q F_c / A = 10.020 / 1.3(1) = 7.707 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de carga resistente del terreno

Se emplea la ec 33:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v \quad (33)$$

donde

$$f_c = 1 + 0.25 D/B + 0.25 B/L \quad (34)$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores,

dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente. Sustituyendo valores

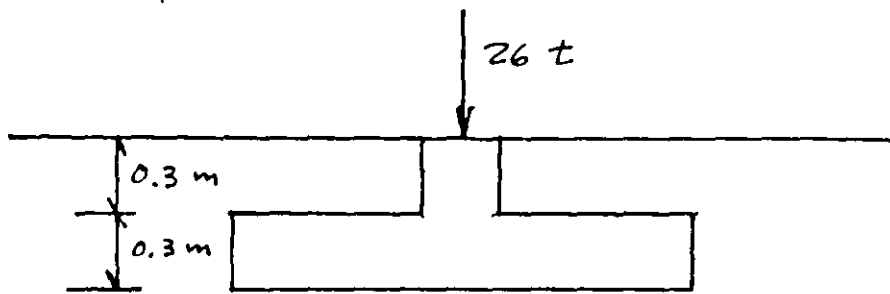
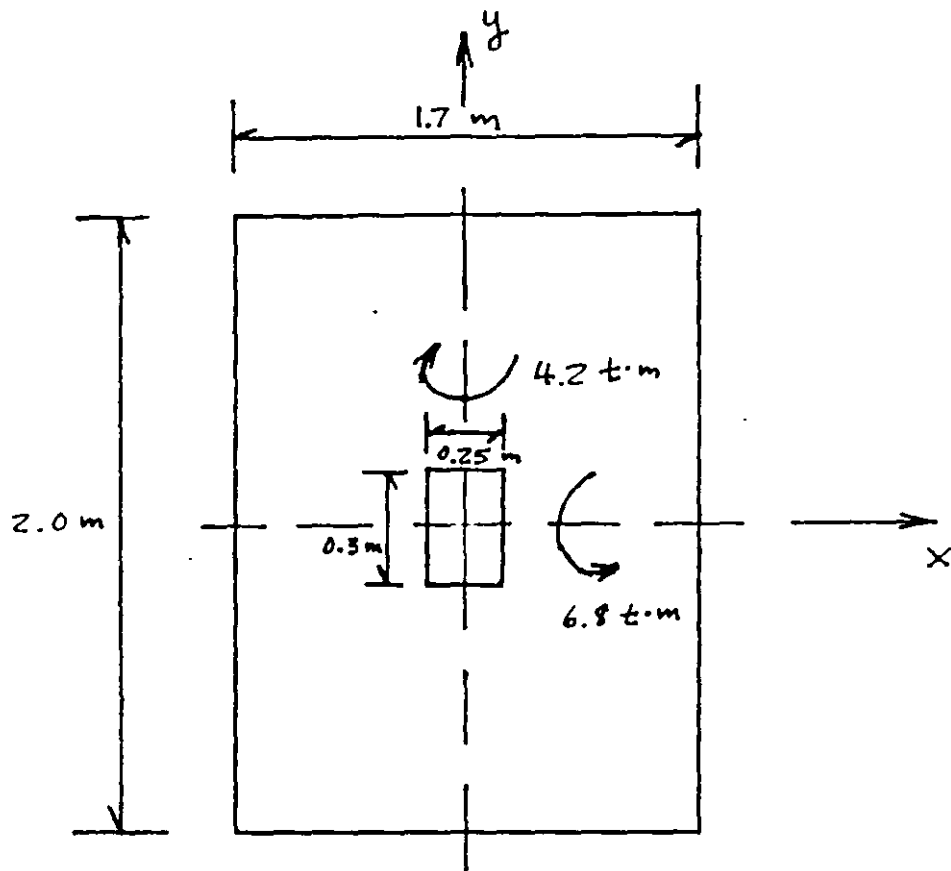
$$f_c = 1 + 0.25(0.2/1.3) + 0.25(1.3/6) = 1.0926$$

$$q_R = 5.14(2)(1.0926)(0.7) + (1.5)(0.3) + (1.6)(0.2) = 8.632 \text{ t/m}^2$$

Se debe cumplir la desigualdad 30:

$$q_{ult} = 7.707 \text{ t/m}^2 \leq q_R = 8.632 \text{ t/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

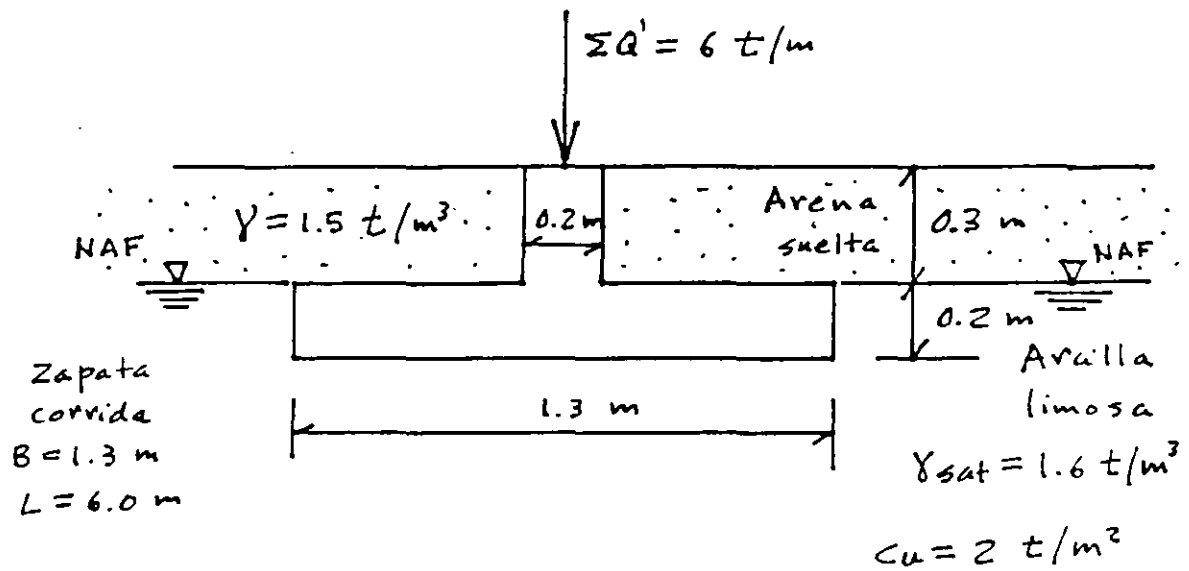
(ACCAPCAR)



$D_r = 58\%$, $\phi^* = 37^\circ$, $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$
 Arena $\epsilon_s = 2.6$

SUELO FRICCIONANTE

FIGURA E-1



SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO

EJEMPLO 2

FIGURA E-2



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMETO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS

**AUTOR: ING. HECTOR LEGORRETA CUEVAS
EXPOSITOR: M. EN I. CORMELINO ZEA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

Capacidad de Carga

Introducción

Para visualizar el problema de la Capacidad de Carga en suelos resulta útil el análisis del modelo mecánico que se presenta a continuación, debido a Khristianovich. Considérese una balanza ordinaria, cuyo desplazamiento está restringido por fricción en las guías de los platillos, fig. 1.

Si un peso suficientemente pequeño se coloca en un platillo, la balanza permanece en equilibrio, pues la fricción en las guías puede neutralizarlo; en cambio, si el peso colocado es mayor que la capacidad de las guías para desarrollar fricción, se requerirá, para el equilibrio, un peso suplementario en el otro platillo.

En el platillo derecho existe P y se requiere conocer Q , que debe colocarse en el platillo izquierdo, para tener la balanza en equilibrio crítico (situación en que la balanza pierde su equilibrio con cualquier incremento de peso en uno de sus platillos). Este problema tiene dos soluciones; una corresponde a un $Q < P$ y la otra, por el contrario, a un $Q > P$.

Considérese ahora el caso de una cimentación. Un cimiento de ancho, B , está desplantado a una profundidad D , dentro de un medio continuo, fig. 2. El problema de una cimentación sería encontrar la carga " q ", máxima, que puede ponerse en el cimiento, sin que se pierda la estabilidad del conjunto. La presión " q " que puede ponerse en el platillo izquierdo es mayor que la carga del otro platillo, $p = \gamma D$, puesto que la resistencia del suelo, representada en el modelo por la fricción en las guías, está trabajando en favor del " q ".

Ahora " q " es nulo, pero conforme se profundiza la excavación las cosas suceden como si se bajase el nivel de la balanza de la fig. 2., con la consecuencia del aumento de la presión p . Existirá una profundidad crítica tal que, al tratar de aumentar la excavación, el fondo de ésta se levantará como el platillo de la balanza lo haría. Este es el fenómeno de falla de fondo.

Una cimentación en la que " q " sea igual a " p " se denomina en Mecánica de Suelos totalmente compensada.

Teorías de capacidad de carga de cimientos superficiales.

Una buena parte de las teorías desarrolladas tiene su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos, a partir de tales hipótesis; en otras teorías, especialmente en las que corresponden a desarrollos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante, se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl.

Las diferentes teorías de Capacidad de Carga, solucionan problemas en suelos cohesivos, friccionantes y algunas teorías el caso de suelos cohesivo-friccionantes.

Análisis Límite del problema de capacidad de carga en suelos cohesivos.

La teoría de la Elasticidad permite establecer la solución para el estado de esfuerzos en un medio semi-infinito, homogéneo isótropo y linealmente elástico, cuando sobre él actúa una carga uniformemente distribuida, sobre una banda de ancho $2b$ y de longitud infinita, fig. 3. Aquí los máximos esfuerzos cortantes valen (q/π) y están aplicados en el semicírculo de diámetro igual a $2b$.

Para completar la aplicación del análisis límite a los problemas de capacidad de carga de suelos puramente cohesivos se necesita un valor límite superior para el valor de la carga última q_u . Para realizar este análisis se aplica el Método Succo al problema de capacidad de carga, fig. 4.

En realidad puede demostrarse que el círculo analizado no es el más crítico posible. Si se escoge un centro en O' , sobre el borde del área cargada, pero más alto que O , puede probarse que existe un círculo, el más crítico de todos, para el que $q_{max} = 5.5c$ y representa la carga máxima que puede darse al cimiento, sin que ocurra el deslizamiento a lo largo del nuevo círculo.

Así la carga última real, q_u , resulta acotada entre los valores

$$\pi c \leq q_u \leq 5.5 c$$

En la solución de Prandtl, se propone que el mecanismo de falla es el mostrado en la fig. 5., y se debe de calcular cuál es la presión máxima que puede darse al elemento rígido sin que penetre; a este valor particular se le denomina carga límite. El valor límite de la presión encontrado por Prandtl fue de $q_{max} = (\pi + 2)c$. Esta solución es la base de todas las Teorías de Capacidad de Carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos.

La Teoría de Terzaghi

La teoría cubre el caso más general de suelos con "cohesión y fricción", es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos poco profundos; dicha expresión se aplica a cimentaciones en las que el ancho $B \geq D_f$ (Profundidad de desplante). De la parte superior se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante τ , haciendo la equivalencia del suelo arriba del nivel de desplante como una sobrecarga q , fig. 6.

Con base en los estudios de Prandtl en suelos cohesivos, Terzaghi los extendió a un suelo de tipo cohesivo-friccionante, proponiendo el mecanismo de falla mostrado en la fig. 7.

En este mecanismo de falla, la zona I, es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo. Una zona II es de deformación tangencial radial. La zona III es una zona de estado plástico pasivo de Rankine.

Para que el cimiento penetre deberá de vencer las fuerzas resistentes, como son la cohesión en las superficies AC y la resistencia pasiva en esas mismas superficies; en el caso de la falla incipiente, estos empujes forman un ángulo ϕ , la dirección es vertical.

Despreciando el peso de la cuña y considerando el equilibrio de fuerzas verticales.

$$q_c B = 2P_p + 2C_f \text{Sen } \phi$$

q_c : Carga de falla en el cimiento
 P_p : Empuje pasivo
 C_f : Fuerza de cohesión

$$\Rightarrow q_c B = 2P_p + 2 \frac{Bc}{2 \text{Cos } \phi} \text{ Sen } \phi$$

$$q_c = \frac{1}{B} (2P_p + Bc \text{ Tan } \phi)$$

Lo que tenemos que calcular es el valor de P_p ; $P_p = P_{pc} + P_{pq} + P_{pr}$

P_{pc} ; Componente debida a la cohesión, superficie CDE

P_{pq} ; Componente debida a la sobrecarga $q = \gamma D_c$ superficie AE

P_{pr} ; Componente debida a los efectos normales y de fricción, superficie CDE

$$q_c = \frac{1}{B} (2\{P_{pc} + P_{pq} + P_{pr}\} + Bc \tan \phi); \quad q_c = \frac{2}{B} (P_{pc} + P_{pq} + P_{pr} \gamma + \frac{1}{2} Bc \tan \phi)$$

Calculando algebraicamente los valores de P_{pc} , P_{pr} , P_{pq} ; llegamos a que la carga de falla es:

$$q_c = cN_c + \gamma D_r N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_r$$

Ahora q_c es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla. (se expresa en unidades de presión).

N_c , N_q , N_r ; Factores de capacidad de carga función del ángulo ϕ , debidos a la cohesión, sobrecarga y al peso del suelo.

La ecuación anterior es la fundamental de la teoría de Terzaghi y permite calcular, en principio, la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita, con carga vertical únicamente. La condición necesaria es conocer los valores de N_c , N_r y N_q , obtenidos a partir de la Fig.8.

Las líneas punteadas, se explican de la siguiente forma: el mecanismo de falla, fig. 7., supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo se va produciendo cierto desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos desarrollados inicialmente se amplían hasta los puntos E' y E, de tal manera que en el instante de la falla, toda la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite. Este tipo de falla se le conoce como falla general. En materiales arenosos sueltos o arcillas muy blandas, donde la deformación crece mucho cerca de la carga de falla, el cimiento penetra pero no logra desarrollarse el estado plástico hasta los puntos E y E', sino que la falla ocurre antes, a carga menor, al llegar a un nivel de asentamientos, que para el cimiento equivale a la falla del mismo. A este mecanismo se le conoce como falla local. Para obtener la capacidad de carga de un modo aproximado en la falla local se hace:

$$c' = 2/3c \quad \tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

Y se aplica la expresión general, esto es, se determina la posibilidad de falla local. Si esto es posible se calcula ϕ' y se determinan los valores N_c , N_q y N_r utilizando las líneas llenas.

Otra forma es utilizar el valor de ϕ y las curvas discontinuas.

Finalmente la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por la expresión:

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_r N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_r$$

Esta teoría se refiere a cimientos continuos; para cimientos cuadrados o redondos, no existe ninguna teoría, ni aún aproximada, por lo que Terzaghi propuso lo siguiente:

$$\text{Para cimientos cuadrados: } q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_r N_q + 0.4 \gamma B N_r \quad (2)$$

B; Ancho=Largo del cimiento.

$$\text{Para cimientos circulares: } q_c = 1.3c N_c + \gamma D_r N_q + 0.6 \gamma R N_r \quad (3)$$

R; Radio del cimiento.

En ambos casos N_c , N_q y N_r serán los correspondientes a la falla general o local.

Las ecuaciones anteriores corresponden a cimientos con carga vertical sin ninguna excentricidad.

Para los suelos puramente cohesivos, $c \neq 0$ y $\phi = 0$, en este caso $N_c = 5.7$; $N_q = 1.0$ y $N_\gamma = 0.0$

Con estos valores la ecuación de Terzaghi cimientos de longitud infinita queda de la siguiente forma:

$$q_c = 5.7c + \gamma D_f \quad (4)$$

En una prueba de compresión simple $c = \frac{q_u}{2}$ por lo que

$$q_c = 2.85q_u + \gamma D_f \quad (5)$$

Para el caso de cimientos cuadrados y circulares bastará con sustituir los valores de N_c , N_q y N_γ antes encontrados en las ecuaciones (2) y (3). En cimientos que tienen una longitud finita comúnmente se utiliza la expresión siguiente:

$$q_c = 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + \gamma D_f$$

Teoría de Skempton

- Suelos cohesivos
- N_c es dependiente de la profundidad de desplante, creciendo conforme aumenta la profundidad de desplante hasta un valor constante para una relación $D/B \geq 4.5$
- $q_c = c N_c + \gamma D_f$
 - $N_c \neq 5.7$ f(D/B) Fig. 9
 - $D \Rightarrow$ Es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente. Fig. 10
 - $B \Rightarrow$ Es el ancho.
 - $\gamma D_f \Rightarrow$ Es la sobrecarga, y en un suelo heterogéneo deben tomarse en cuenta los diferentes espesores de los suelos que forman el perfil.

Teoría de Meyerhof

En la teoría de Terzaghi, no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento; el suelo arriba del plano de apoyo del cimiento se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante.

Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes.

En esta teoría y para el caso de cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en las fig. 11. y 12.

Según Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes, a la que se puede considerar en estado activo de Rankine; la cuña ABC, limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña BCDÉ es una zona de transición en que los esfuerzos varían desde los correspondientes al estado de corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. La extensión del estado plástico en esta última zona depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada por Meyerhof la **superficie libre equivalente** y en ella actúan los esfuerzos normales, p_o , y tangenciales, s_o , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE.

La expresión a que se llega finalmente al desarrollar la Teoría de Meyerhof (1950) es:

$$q_c = c N_c + p_o N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Las diferencias estriban en p_o , que ahora no es simplemente igual a γh y en los tres factores de capacidad de carga, N_c , N_q y N_γ , que son diferentes en valor numérico a los que se manejan con la Teoría de Terzaghi.

Meyrhof ha substituído su planteamiento original por uno diferente (1963), fundamentado principalmente en el conocimiento empírico. En este nuevo trabajo Meyrhof vuelve a plantear para el caso de los cimientos superficiales, una ecuación que tiene la forma matemática de la ecuación original de Terzaghi:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

Para cimientos largos, los coeficientes de capacidad de carga son:

$$\begin{aligned} N_q &= c^{\tan \phi} N_\phi \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi \\ N_\gamma &= (N_q - 1) \tan (1.4\phi) \end{aligned}$$

En la fig 13 aparecen con líneas llenas las gráficas de dichas expresiones. Para el caso de cimientos superficiales circulares o cuadrados ($B=L$), los coeficientes que deben de considerarse son los mostrados con líneas discontinuas de raya larga. Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, con relación B/L no se han obtenido factores de capacidad de carga por métodos teóricos, pero Meyrhof propone una interpolación entre un cimiento largo y cuadrado.

Otro procedimiento, eliminando la interpolación, para obtener los coeficientes de capacidad de carga en el caso cimientos rectangulares es: el multiplicar los coeficientes para cimientos largos por los denominados factores de forma, de origen empírico y que son:

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0.2 N_\phi (B/L) \\ s_q &= s_\gamma = 1, \text{ para } 0 \leq \phi \leq 10^\circ \\ s_q &= s_\gamma = 1 + 0.1 N_\phi (B/L), \end{aligned}$$

Para el caso de cimientos superficiales rectangulares, el valor de ϕ puede estimarse a partir de una interpolación lineal (respecto a la relación B/L) entre los valores correspondientes a cimientos cuadrados y a cimientos muy largos. Meyrhof propone:

$$\phi_r = (1.1 - 0.1[B/L]) \phi_1$$

En donde ϕ_r es el ángulo de resistencia en un cimiento rectangular con relación B/L y ϕ_1 es el ángulo obtenido en una prueba triaxial estándar de comprensión. El valor de ϕ_r deberá utilizarse para determinar los factores de capacidad de carga en cimientos rectangulares superficiales, utilizando la fig.13.

La expresión original de capacidad de carga no toma en cuenta la resistencia del suelo al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante; por lo tanto para cimientos superficiales, en que $D_f \leq B$, el incremento en la capacidad de carga puede afinarse con los llamados factores de profundidad, por los que hay que multiplicar los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la fig. 13., para obtener los corregidos:

$$\begin{aligned} d_c &= 1 + 0.2 \sqrt{N_\phi} D_f/B \\ d_q &= d_\gamma = 1, \text{ para } 0 \leq \phi < 10^\circ \\ d_r &= d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{N_\phi} D_f/B, \text{ para } \phi > 10^\circ \end{aligned}$$

Lo antes expuesto se refiere a cimientos superficiales en los que la resultante de las cargas a ellos aplicadas es centrada y vertical. En la práctica, sin embargo, es frecuente que dicha resultante sea excéntrica y/o inclinada y ambas condiciones tienden a disminuir substancialmente la capacidad de carga de las cimentaciones.

En el caso de que la carga sea excéntrica, actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, se recomienda modificar, para efecto de cálculo, el ancho de la cimentación:

$$B' = B - 2e$$

Este ancho reducido B' , debe usarse en las fórmulas en el término en que interviene B , en lugar de este último y además, también debe usarse al calcular la carga total que puede soportar el cimiento, al valuar el área total de éste.

Si existe una carga excéntrica en las dos direcciones (longitud y ancho), el criterio anterior se aplica independientemente a las dos dimensiones del cimiento.

Para el caso de cimientos superficiales que han de soportar cargas inclinadas un ángulo θ con la vertical, se deberá de estimar la componente vertical de la capacidad de carga con base en los siguientes factores, denominados de inclinación y que son:

$$i_c = i_q = (1 - [\theta/90^\circ])^2$$

$$i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

Estos números multiplicarán a los respectivos factores de capacidad de carga, obtenidos de la fig. 13., para obtener la capacidad reducida del cimiento.

En resumen, la componente vertical de la capacidad de carga de un cimiento superficial puede escribirse en el caso general, de cargas inclinadas y excéntricas, como:

$$q_v = \frac{Q}{B' L'} = d_c i_c c N_c + d_q i_q \gamma D_f N_q + d_\gamma i_\gamma 0.5 \gamma B' N_\gamma$$

Cimentaciones Compensadas

Como su nombre lo indica en este tipo de cimentaciones lo que se busca es remplazar el peso del suelo excavado por el peso de la estructura y su cimentación.

En una cimentación compensada la capacidad de carga del suelo no constituye, en términos generales, el problema a resolver; es de mayor importancia el correspondiente a los movimientos verticales: expansión y asentamiento, debidos al cambio de esfuerzos que se produce por la excavación para alojar la cimentación y la recompresión por el peso de la estructura.

Las cimentaciones compensadas tienen su razón de ser en suelos de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante.

La capacidad de carga puede estimarse con la expresión:

$$q_d = 5.7c + \sigma_{od}$$

donde:

- q_d : capacidad de carga última.
- c : cohesión del material de apoyo.
- σ_{od} : esfuerzo efectivo al nivel de desplante.

La capacidad admisible de carga se obtienen aplicando un factor de seguridad al término de la cohesión, esto es:

$$q_s = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{od}$$

De acuerdo con esta expresión, cuando el peso del suelo excavado es igual al peso total de la estructura y su cimentación, el factor de seguridad tiende a ser muy grande.

$$q = q_s + u_{od} = \sigma_{od} + u_{od} = p_{od}$$

$$\therefore q = p_{od}$$

$$\text{y } FS \rightarrow \infty$$

Es posible, cuando el suelo es de tipo preconsolidado aplicar al suelo un incremento de carga por arriba del esfuerzo efectivo inicial, esto es:

$$\Delta\sigma_d = \frac{5.7c}{FS}$$

en este caso el factor de seguridad no debe ser menor de 3.

Sin embargo, debe tenerse cuidado de no rebasar el esfuerzo crítico de comprensión o carga de preconsolidación σ_b , fig. 14., para evitar grandes deformaciones al alcanzar la rama virgen de la curva de compresibilidad. Para evitar lo anterior, debe cumplirse a cualquier profundidad:

$$\Delta\sigma_z \leq (\sigma_{bz} - \sigma_{oz}) / FS, \text{ donde } FS \geq 2$$

y

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_d \cdot I_z$$

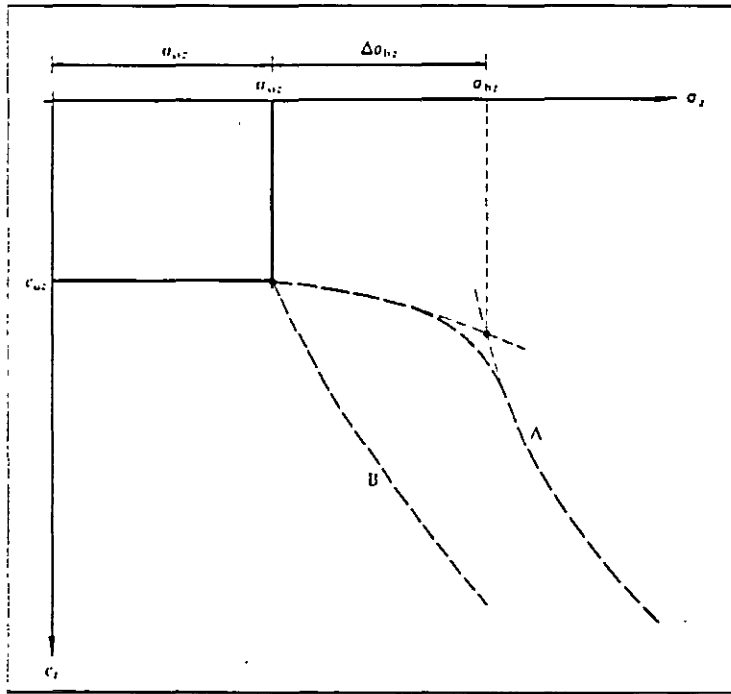


Fig 14 Tipos de suelos preconsolidados y normalmente consolidados.

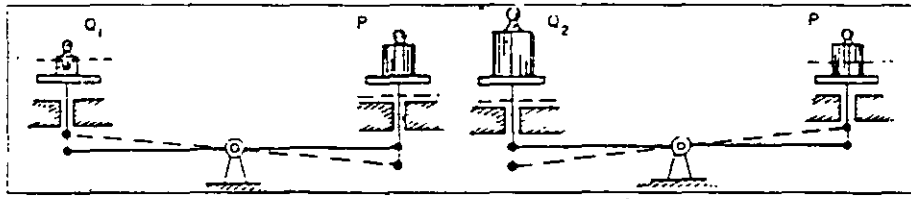


Fig. 1 Modelo de Khristianovich.

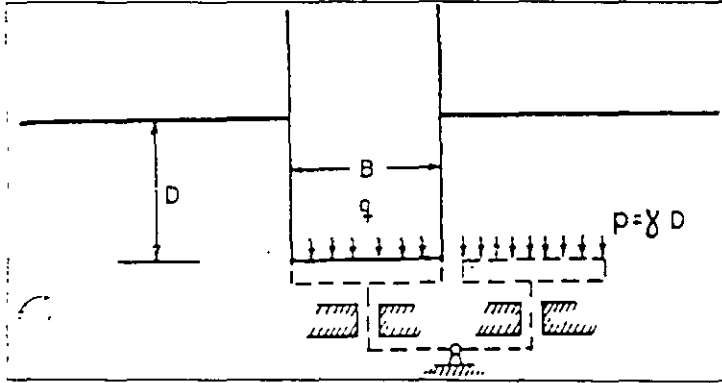


Fig. 2 Correspondencia de un cimiento con la balanza de Khristianovich.

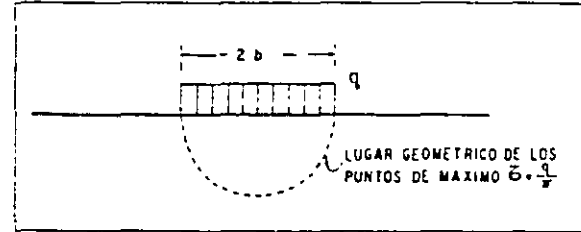


Fig. 3 Esfuerzos cortantes máximos bajo una banda de longitud infinita.

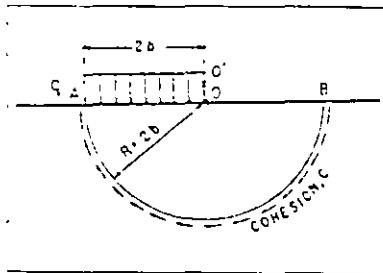


Fig. 4 Análisis de capacidad de carga considerando una sup. de falla circular

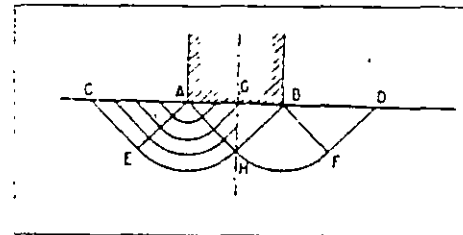


Fig. 5 Solución de Prandtl.

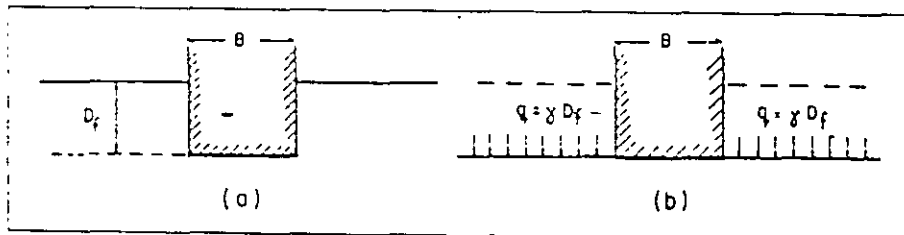


Fig. 6 Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una sobrecarga debida a su peso.

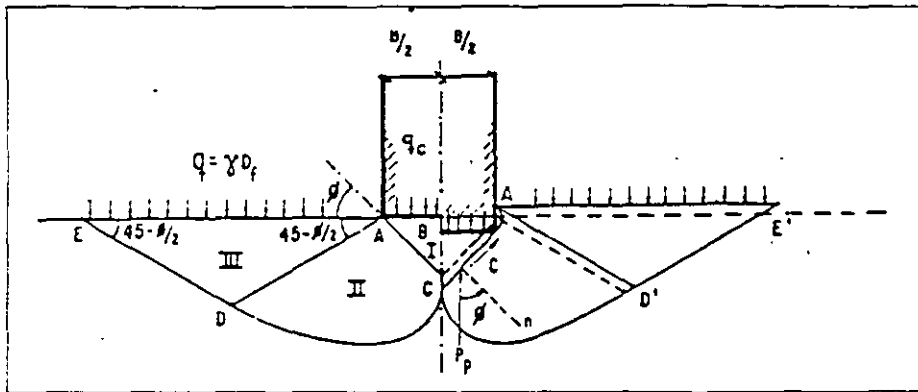


Fig. 7 Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi.

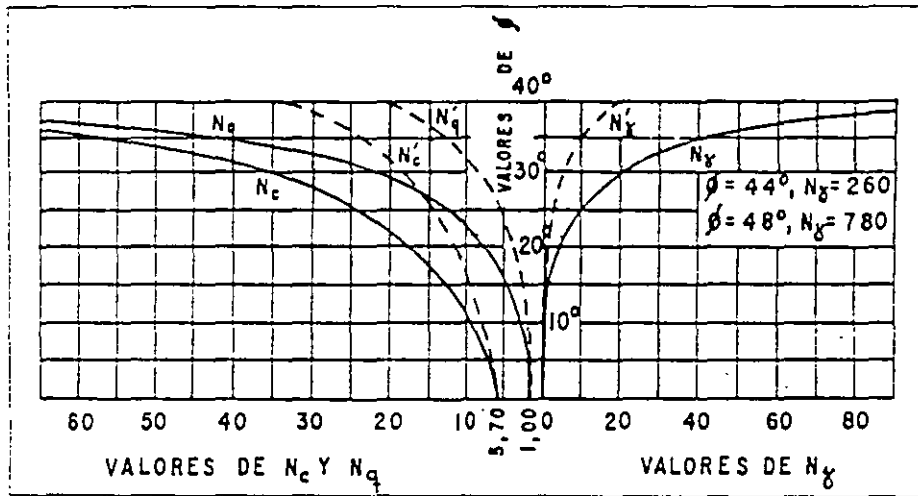


Fig. 8 Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.

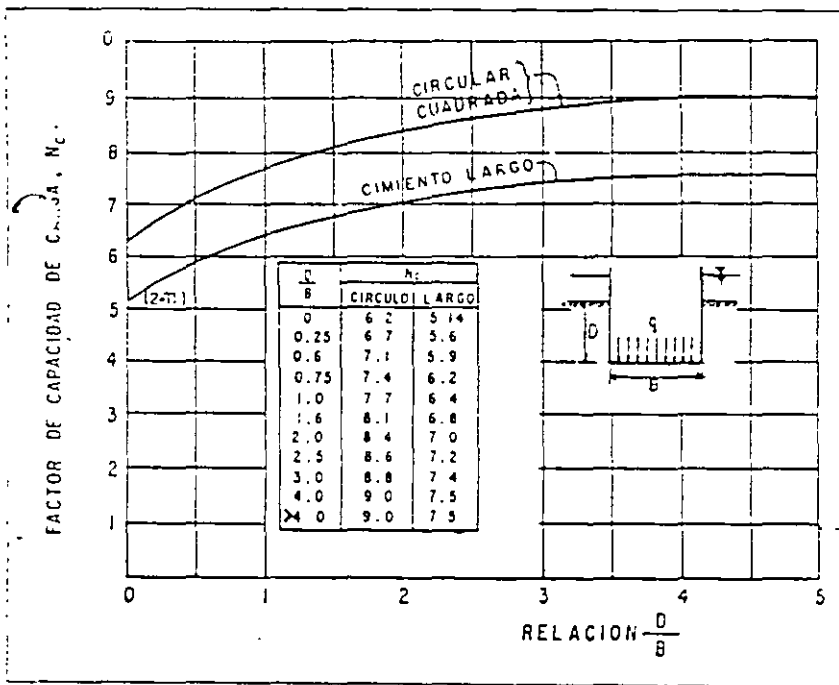


Fig. 9 Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos.

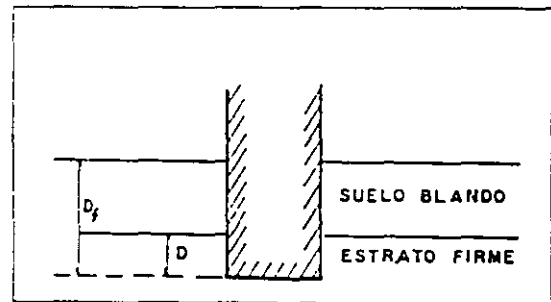


Fig. 10 Distinción entre D y D_f para aplicar la teoría de Skempton.

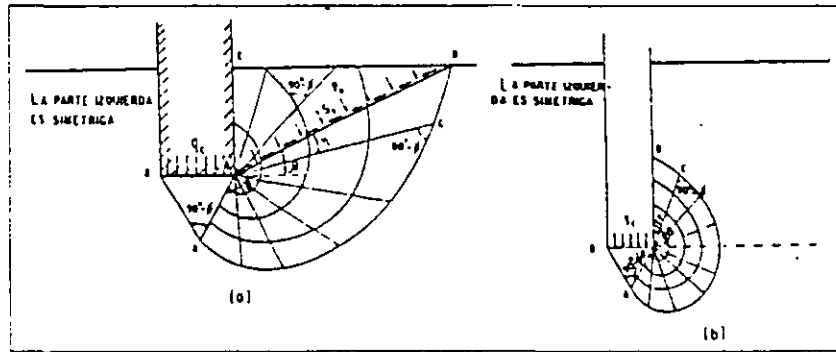


Fig. 11 Mecanismos de falla propuestos pro Meyerhof.
 a) A poca profundidad
 b) A gran profundidad

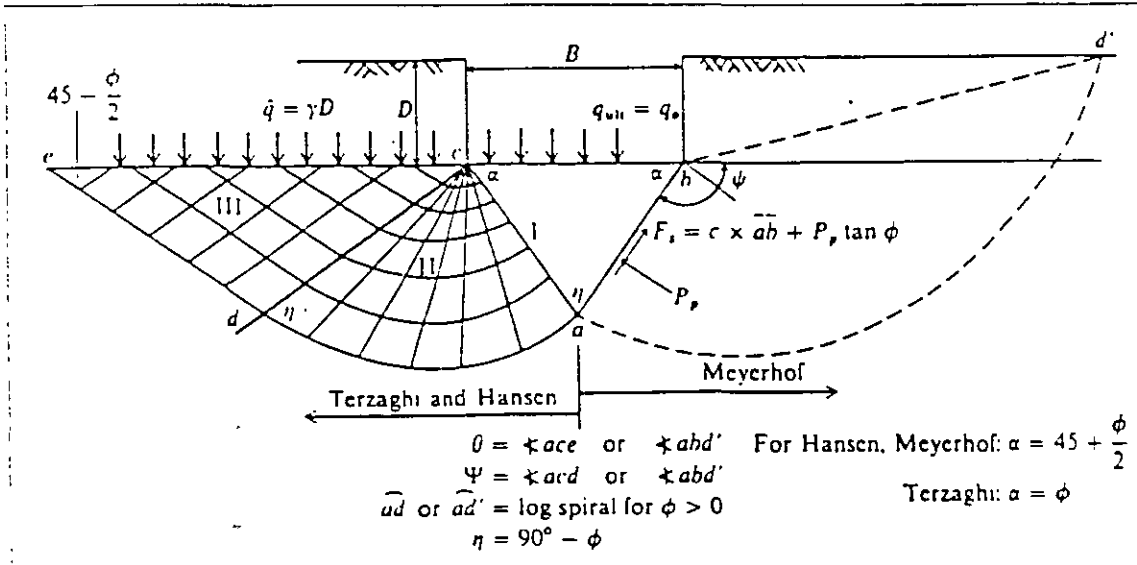


Fig. 12 Interacción suelo-zapata utilizada para el análisis de la capacidad de carga de una zapata larga; a la izquierda para Terzaghi (1943 y Hansen (1973) y a la derecha para Meyerhof (1951, 1963).

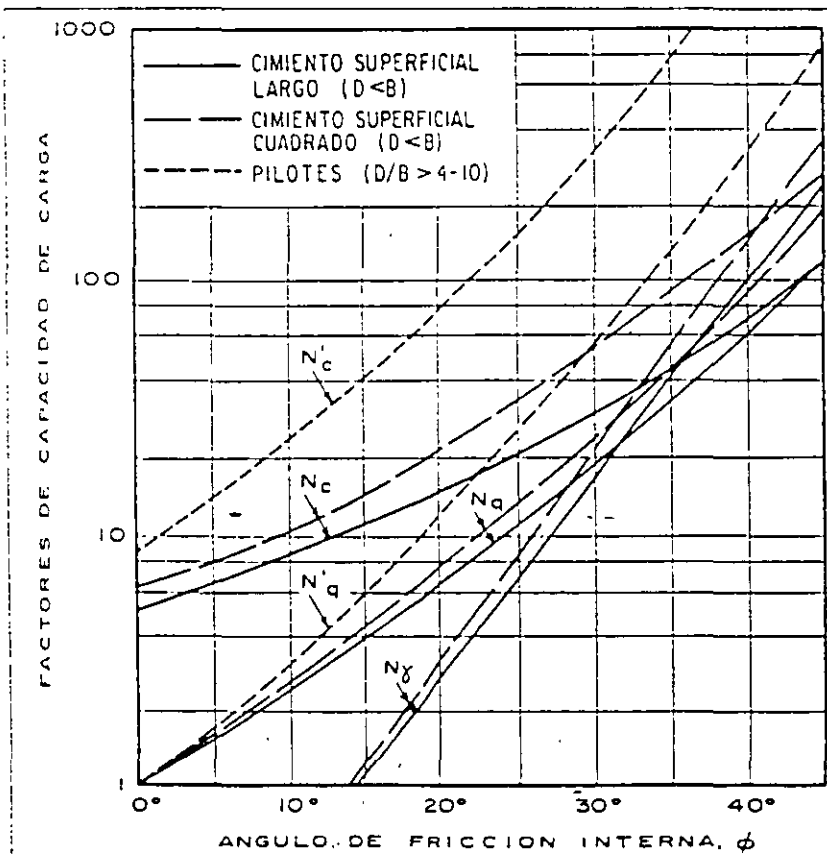


Fig. 13 Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes.

Tabla 3.1 Ecuaciones de capacidad de carga propuestas por diversos autores (Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic).

Terzaghi (VER TABLA 3-2 PARA VALORES TÍPICOS Y VALORES DE K_{p1})

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_p s_p$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_p = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p1}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

$\phi = 25^\circ$
 $K_{p1} = 25$
 $a = 2.7101$
 $N_q = 12.7204$
 $N_c = 25.1542$
 $N_p = 9.7016$

FORMA: CARGA REDONDA CUADRADA

$s_c = 1.0$	1.3	1.3
$s_p = 1.0$	0.6	0.8

Meyerhof (VER TABLA 3-3 PARA LOS FACTORES DE FORMA, PROFUNDIDAD E INCLINACIÓN)

CARGA VERTICAL : $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma BN_p s_p d_p$

CARGA INCLINADA : $q_{ult} = cN_c d_{ic} + \bar{q}N_q d_{iq} + 0.5\gamma BN_p d_{ip}$

$$N_q = e^{(1.44\pi) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_p = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Tabla 3.4

Hansen (VER TABLA 3-5 PARA LOS FACTORES)

General: $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c h_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q h_q + 0.5\gamma BN_p s_p d_p i_p g_p h_p$

when $\phi = 0$

use $q_{ult} = 5.14s_c(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$

$N_q =$ same as Meyerhof above
 $N_c =$ same as Meyerhof above
 $N_p = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$

Tabla 3.4

Vesic (VER TABLA 3-5)

Use Hansen's equations above

$N_q =$ same as Meyerhof above
 $N_c =$ same as Meyerhof above
 $N_p = 2(N_q + 1) \tan \phi$

Tabla 3.2 Factores de capacidad de carga para la Teoría de Terzaghi.

ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	$K_{p\gamma}$
0	5.7†	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

† = $1.5\pi + 1$.

Tabla 3.3 Factores de forma, profundidad e inclinación para la ecuación de capacidad de carga de Meyerhof, tabla 3.1.

Factors	Value	For
Shape: FORMA	$s_c = 1 + 0.2K \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth: PROFUNDIDAD	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K} \frac{D_f}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K} \frac{D_f}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination: INCLINACION	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$

Where $K = \tan^2(45 + \phi/2)$ as on Fig. 4-2

θ = angle of resultant measured from vertical without a sign

B, L, D = previously defined

Tabla 3.4 Factores de capacidad de carga para las ecuaciones propuestas por Meyerhof, Hansen y Vesic.

Note that N_c and N_q are same for all three methods; subscripts identify author for N_s .

ϕ	N_c	N_q	$N_{\pi M}$	$N_{\pi M}$	$N_{\pi V}$	N_s/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**ELEMENTOS TEÓRICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y
DEFORMACION**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

7.1 ELEMENTOS TEÓRICOS DE ESTADOS DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN

7.1.1 ESTADO DE ESFUERZO

El estado de esfuerzo en un punto de un medio continuo, se puede representar, por medio de un cubo diferencial (en el caso de análisis tridimensional), o por medio de un cuadrado diferencial (en el caso de análisis plano). En este tipo de representaciones, se ha descompuesto al vector esfuerzo (en sus componentes normal y cortante(s)), que actúa en dirección de cada uno de los ejes del sistema de referencia.

Al vector esfuerzo se le define como :

$$\vec{S} = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\vec{\Delta F}}{\Delta \Delta A} = \frac{\vec{dF}}{dA}$$

Otra forma de definirlo, pero ahora orientado, respecto a un sistema de referencia cartesiano, y actuando en un plano normal a un eje del sistema de referencia, es :

para el plano en dirección X:

$$\vec{S}_x = \sigma_x \mathbf{i} + \tau_{xy} \mathbf{j} + \tau_{xz} \mathbf{k}$$

para el plano en dirección Y:

$$\vec{S}_y = \tau_{yx} \mathbf{i} + \sigma_y \mathbf{j} + \tau_{yz} \mathbf{k}$$

para el plano en dirección Z

$$\vec{S}_z = \tau_{zx} \mathbf{i} + \tau_{zx} \mathbf{j} + \sigma_z \mathbf{k}$$

Observe que las componentes de los vectores son los esfuerzos orientados, para cada una de las caras del cubo diferencial mostrado en la figura 7.1.2.

La convención de signos de los esfuerzos representados en un cubo diferencial o un cuadrado diferencial, que representen a los esfuerzos actuantes en un punto, es diferente para la ingeniería estructural, que para Mecánica de Suelos. La convención que se usará en este curso, será la de Mecánica de Suelos.

CONVENCIÓN DE SIGNOS DE ESFUERZOS.

Antes de definir la convención de signos de los esfuerzos, se debe definir a que se le llama cara positiva.

DEFINICIÓN: Se define como caras positivas, a aquellas por donde saldrían los ejes del sistema de referencia, si se sitúa el origen de éste en el centro del elemento diferencial. Observe la figura 7.1.1.

Se conviene considerar como esfuerzos con signo positivo , a aquellos que actuando en cara positiva, se representen en el elemento diferencial, con sentido opuesto al sentido de su eje paralelo del sistemas de referencia. Vea la figura 7.1.2 .

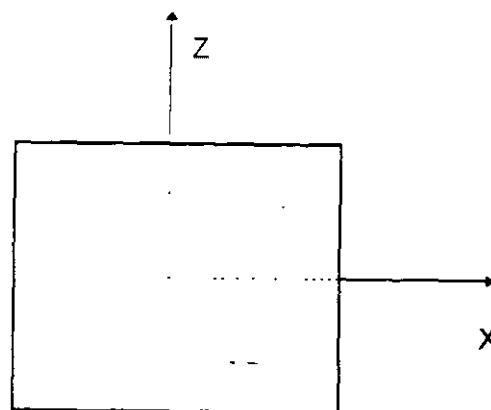
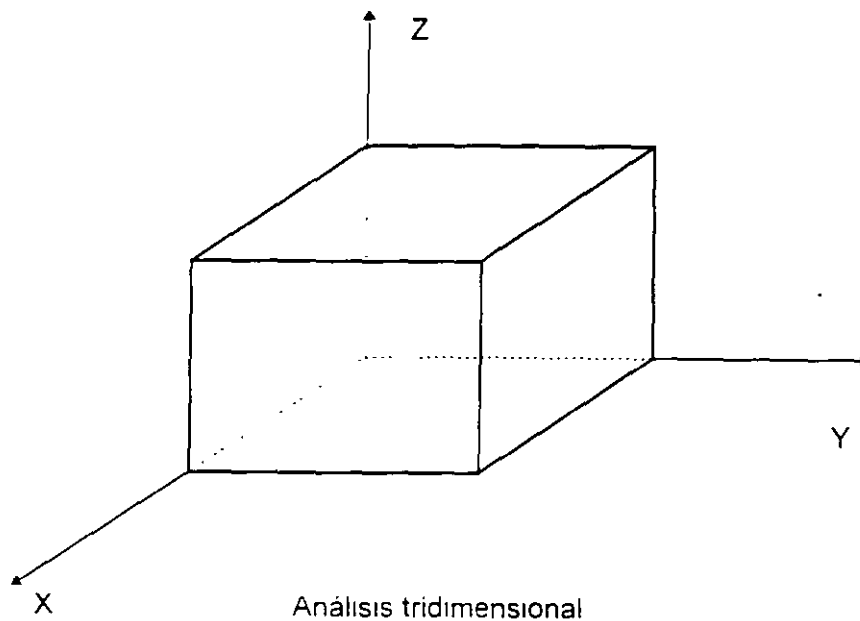


Fig 7.1.1 Caras Positivas

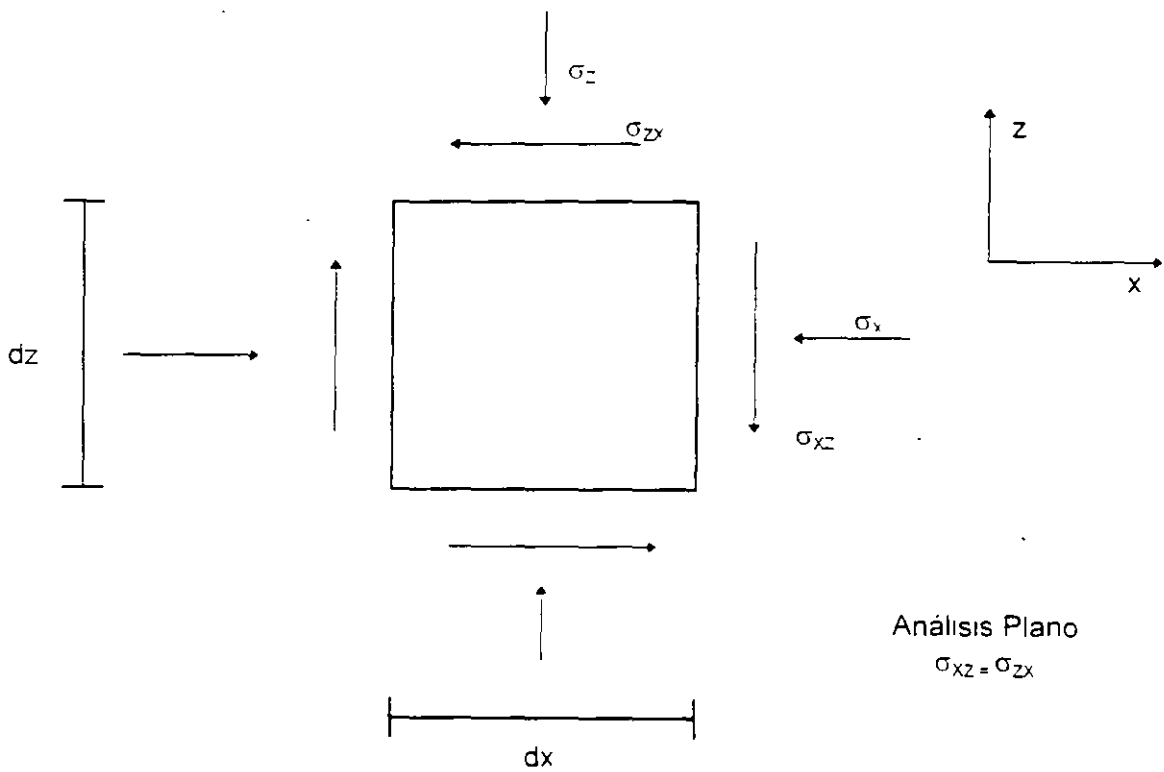
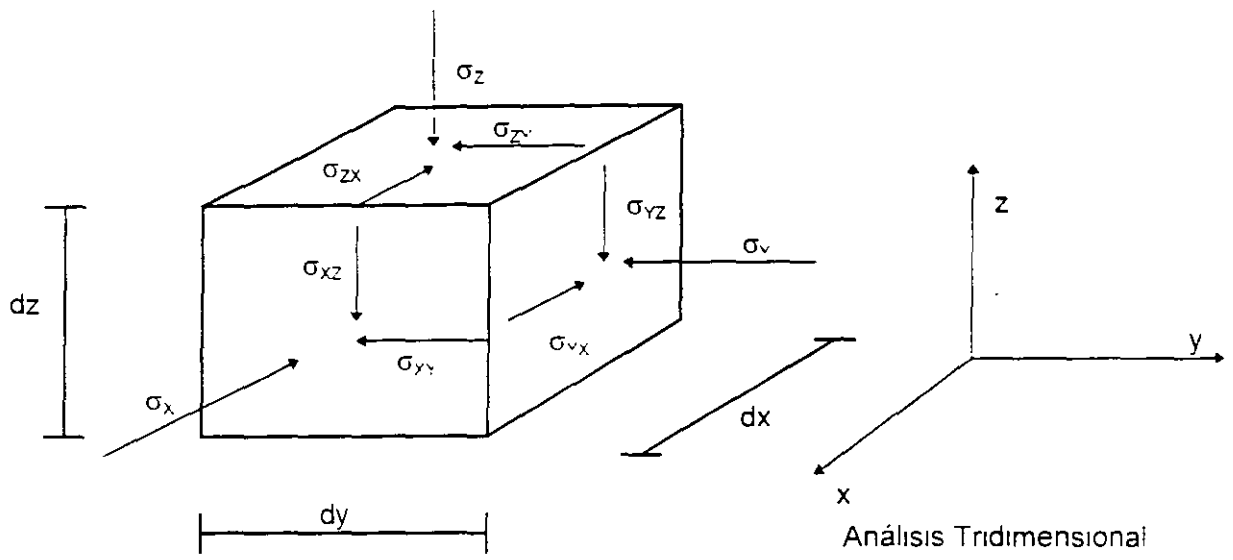


Fig 7 1.2 Esfuerzos positivos en Mecánica de Suelos

TENSOR ESFUERZO.

En una forma no estricta, definiremos como tensor, a una matriz que tiene ciertas propiedades (que por falta de tiempo no las veremos), en la cual se acomodan en forma de columna, a los vectores esfuerzo, referidos a un sistema de referencia. Al tensor esfuerzo se le define por una T .

En análisis tridimensional: $T = \begin{bmatrix} \bar{s}_x & \bar{s}_y & \bar{s}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

En análisis plano de esfuerzos: $T = \begin{bmatrix} \bar{s}_x & \bar{s}_z \end{bmatrix}$

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{bmatrix}$$

Los esfuerzos mostrados en los elementos diferenciales de la figura 7.1.2, forman tensores, donde todos los elementos tienen signo positivo. Los tensores tienen utilidad para analizar esfuerzos, por medio de métodos gráficos o analíticos.

En este curso sólo usaremos el análisis plano de esfuerzos, ya que las pruebas de laboratorio que veremos, se pueden estudiar desde este punto de vista. En la figura 7.1.3, se muestra la representación gráfica de Mohr, donde se cumple que todos los esfuerzos sean de compresión (en Mecánica de Suelos se acepta que los suelos no resisten tensión), y con diferente valor. Esta condición cumple con

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > 0$$

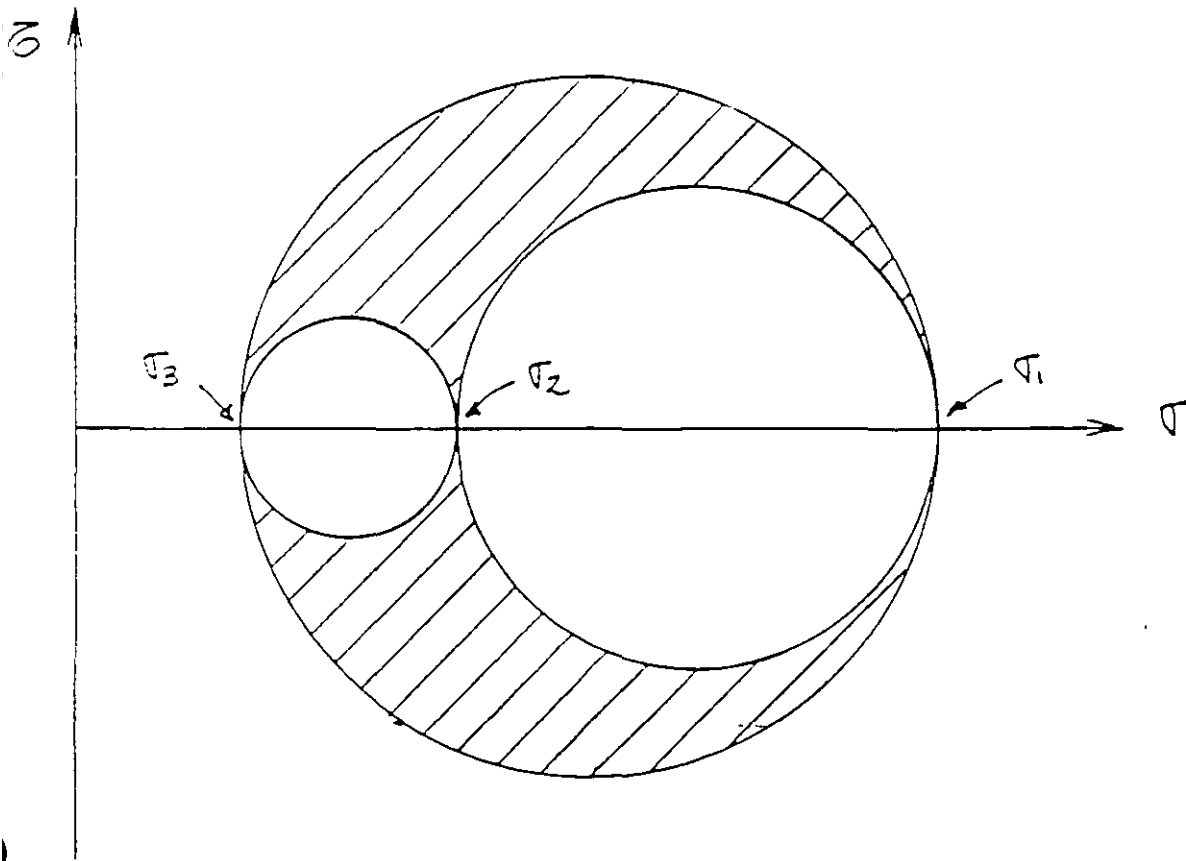
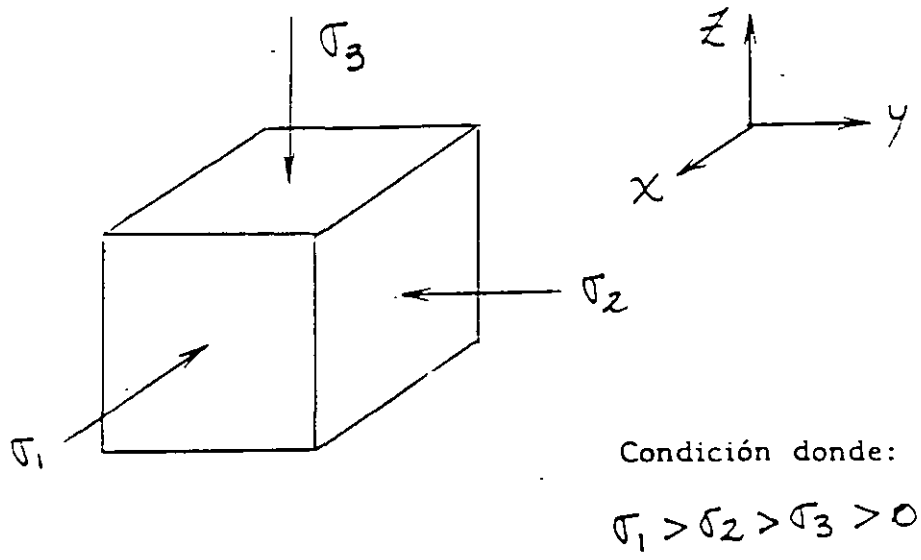


Fig. 7.1.3 Representación tridimensional de Mohr, para la condición mostrada

REPRESENTACIÓN DE MOHR EN ANÁLISIS PLANO DE ESFUERZOS.

La representación de Mohr, para el análisis plano de esfuerzos, se puede hacer con un solo círculo de Mohr, y puede representar al estado de esfuerzos tridimensional perfecto, si cumple que:

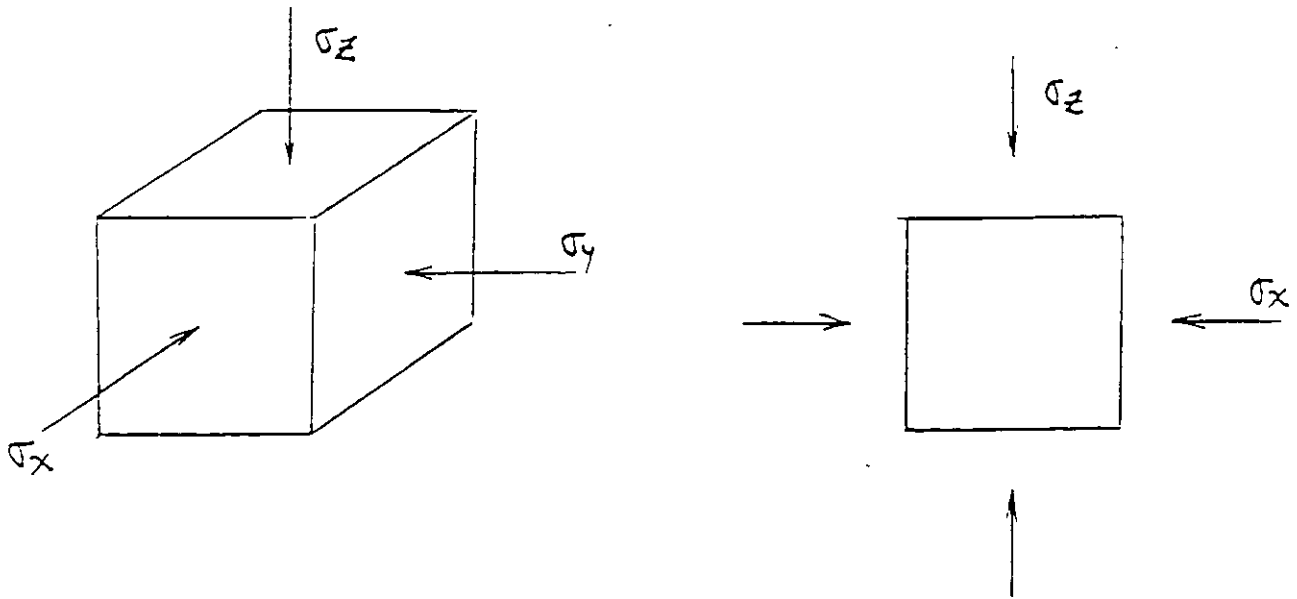
$$\begin{aligned} & \sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 \\ \text{o} & \sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3 \end{aligned}$$

En la gráfica de la figura 7.1.4. se cumple que:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$$

En cualquier otro caso de análisis de esfuerzo plano, que no cumpla el estado tridimensional perfecto, se pueden cometer graves errores.

En este curso veremos un método gráfico, ideado por el Dr Dagoberto de la Serna, que es muy versátil y didáctico. Este método fue bautizado por su autor como el método del " polo fijo", y lo veremos a continuación.



Condición donde:

$$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$$

$$\sigma_2 > \sigma_x = \sigma_y$$

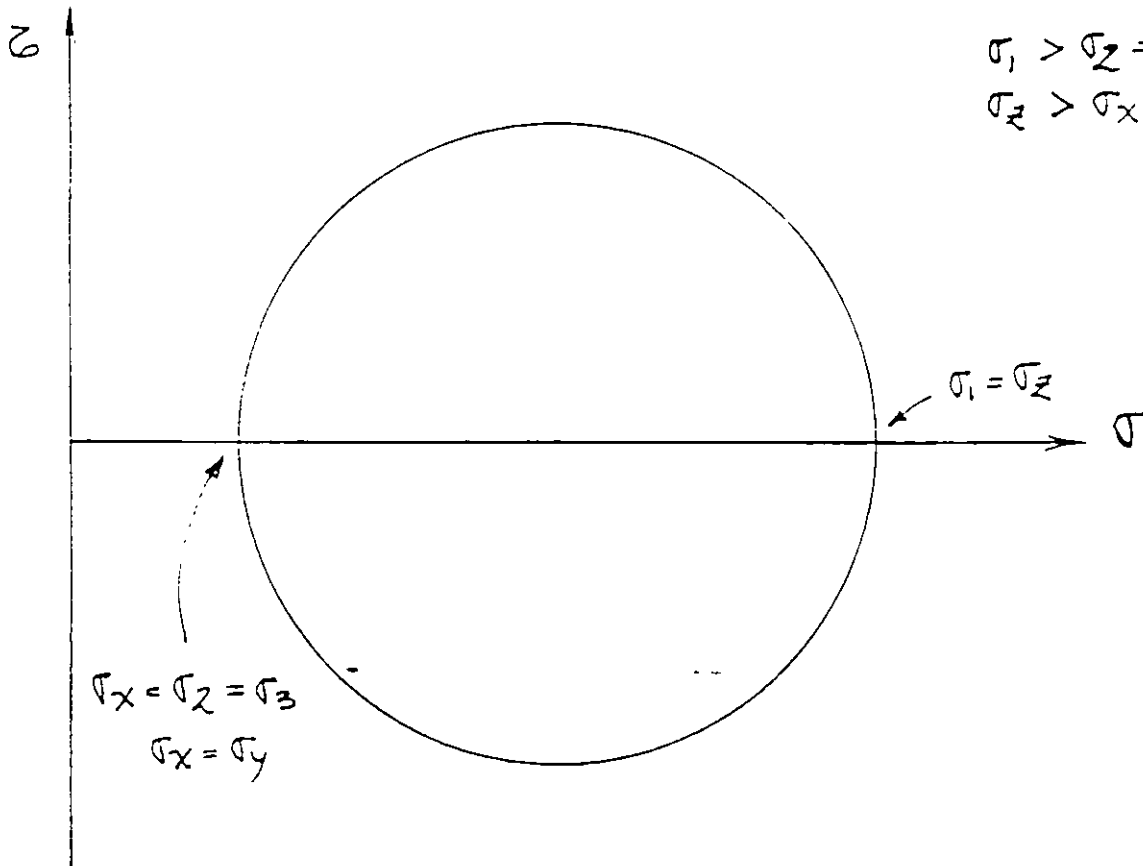


Fig. 7.1.4 Representación tridimensional de Mohr en Análisis plano

MÉTODO GRÁFICO DE MOHR, DEL POLO FIJO.

Antes de exponer el método, debemos definir el concepto de “versor”.

DEFINICIÓN · se define como versor, a un vector unitario normal al plano de interés. (plano δ), de modo que sus componentes definen a ese plano.

Los versores al ser unitarios, quedan definidos por sus cosenos directores. Estos se pueden definir como:

En análisis tridimensional

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_y \mathbf{j} + n_z \mathbf{k}$$

$$\text{donde } n_x = \cos \alpha$$

$$n_y = \cos \beta$$

$$n_z = \cos \gamma$$

donde α , β y γ son los ángulos directores del versor.

Aquí siempre se debe cumplir que: $n_x^2 + n_y^2 + n_z^2 = 1$

En análisis plano de esfuerzos:

$$\mathbf{n} = n_x \mathbf{i} + n_z \mathbf{k}$$

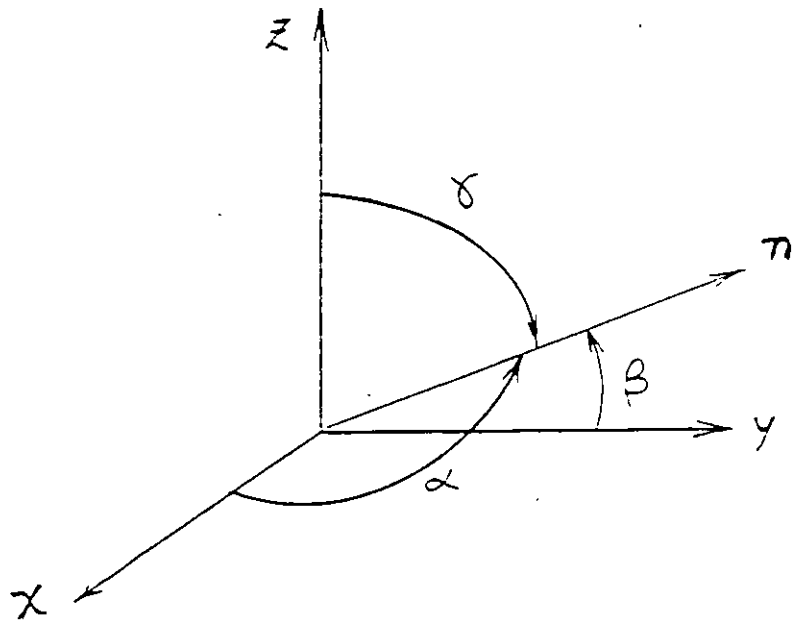
$$\text{donde } n_x = \cos \alpha$$

$$\text{y } n_z = \cos \gamma$$

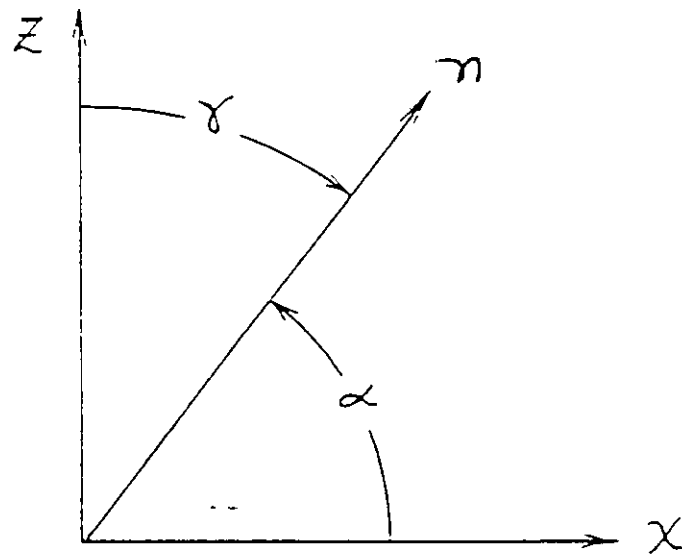
y donde α y γ son los ángulos directores del versor

Aquí siempre se debe de cumplir que $n_x^2 + n_z^2 = 1$

En la figura 7 1.5. se muestran los versores en el espacio y en el plano, con sus respectivos ángulos directores.



Versor en el espacio



Versor en el plano

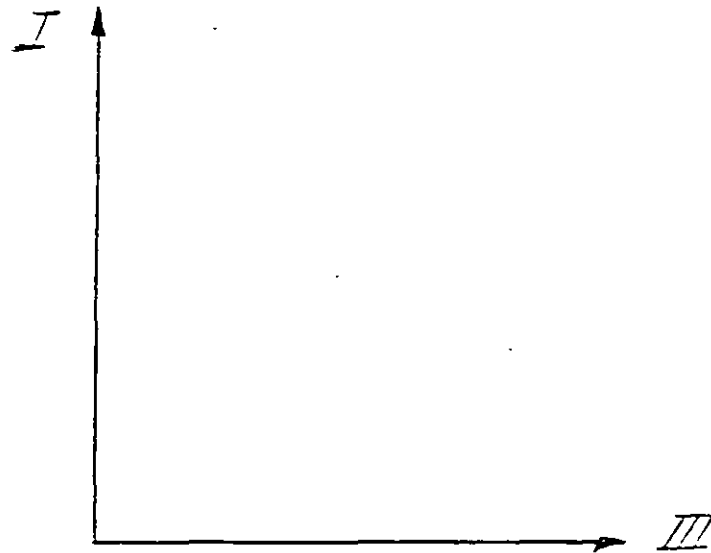
Fig. 7.1.5 Versores

MÉTODO GRÁFICO DE MOHR (POLO FIJO) (MÉTODO PROPUESTO POR EL DR. DAGOBERTO DE LA SERNA)

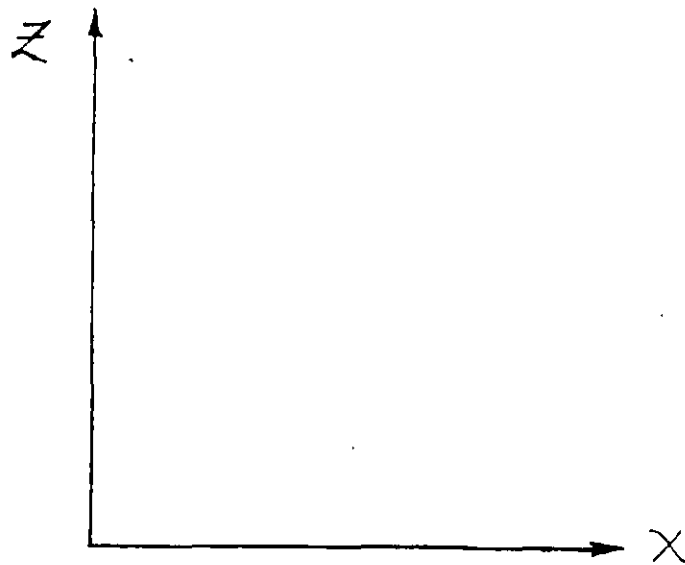
Secuencia para obtener σ y τ en cualquier plano que se desee:

- 1.- Se elige una escala adecuada para los ejes del plano de Mohr.
- 2.- Se ubican los puntos correspondientes a los valores de σ_x y σ_z , sobre el eje de los esfuerzos normales
- 3.- Se localiza el valor del esfuerzo cortante en líneas perpendiculares al eje de los esfuerzos normales, y que toquen a los valores de σ_x y σ_z , de acuerdo a las siguientes reglas:
 - a) Asociado a σ_x , se ubica el valor del cortante, con signo contrario al que le corresponde en el tensor
 - b) Asociado a σ_z , se ubica el valor del cortante, con el mismo signo que tienen en el tensor.
- 4 - Definidos los puntos [σ_x , - (τ_{xz})] y (σ_z , τ_{xz}) , se unen por medio de una línea recta. Al punto donde esta línea corta al eje de los esfuerzos normales, se toma como centro del círculo, y como diámetro a la distancia entre los dos puntos antes definidos. Los valores principales, se pueden leer directamente donde el círculo corta al eje de los esfuerzos normales.
- 5.- En este método, el polo siempre se localiza en el punto que representa a σ_3 (esfuerzo principal menor) Este punto será en el plano de Mohr, el origen de todos los sistemas de referencia
- 6 - Sobre el eje de los esfuerzos normales siempre se alojará la dirección del esfuerzo principal mayor (σ_1), y con el mismo sentido. A este eje se le denominará con un uno romano (I)

- 7 - Perpendicular al eje de los esfuerzos normales y teniendo como origen el polo, se ubica la dirección de esfuerzo principal menor (σ_3) , y con sentido contrario al eje de los esfuerzos cortantes, con el fin de formar un sistema de referencia derecho. A este eje se le denominará con un tres romano (III) Vea la figura 7.1.6
- 8.- Se une con una línea recta al polo y al punto [σ_x , - (τ_{xz})] Esta línea nos marca la dirección del eje X , aunque todavía no definimos su sentido. Se une con otra línea recta al polo y al punto (σ_z , τ_{xz}). Esta línea nos indica la dirección del eje Z, aunque todavía no definimos su sentido. Para proponer-los sentidos correctos del sistema de referencia XZ, se debe tener en cuenta que debe ser derecho, y como recomendación especial que se asignen de tal modo, que queden centrados los dos primeros cuadrantes, de los sistemas de referencia. Ver la figura 7.1.6.



Sistema de referencia principal



Sistema de referencia en uso

Fig. 7.1.6 Sistemas de referencia derechos (en análisis plano)

9.- Para obtener los valores correctos de σ y τ , en cualquier plano que se quiera, basta con orientar una línea que parta del polo y que represente a \mathbf{n} , en la misma forma que se tiene respecto al sistema de referencia en uso XZ, y con la única condición de que apunte hacia el círculo (recordemos que todo plano por δ , tiene dos versores).

10.- El punto resultante de la intersección del versor y el círculo, nos indicara gráficamente los valores (módulo y signo) correctos de los esfuerzos σ y τ en el plano δ propuesto.

Se hará un ejercicio en el curso, para practicar este método.

7.1.2 ELEMENTOS DE ESTADO DE DEFORMACIÓN

En esta parte se verá en forma muy simple la forma en que se miden las deformaciones en Mecánica de Suelos.

Se define como deformación a la diferencia de longitud que se tiene cuando se pasa de una longitud inicial a una longitud final (en este concepto no importan condiciones intermedias, ni el tiempo en que se da la deformación). En Mecánica de Suelos las deformaciones son positivas cuando la longitud final es menor que la inicial. Vea la figura 7.1.7. En esta figura se presenta una deformación positiva vertical

$$\delta = \Delta H = -(H_f - H_o) = H_o - H_f$$

Se define como deformación unitaria a la relación entre la deformación y la longitud inicial. Se define con la letra griega " ε "

$$\varepsilon = \frac{\delta}{H_o}$$

En las pruebas de compresión a probetas cilíndricas en suelos, se tiene que en ocasiones se tienen grandes deformaciones antes de la falla. En este caso se debe hacer una corrección del área transversal de la probeta. Si se acepta que la deformación se da para un volumen de probeta constante, se puede decir que el área que se va teniendo conforme avanza la deformación es

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \varepsilon}$$

Observe de nuevo la figura 7.1.7. Aquí también se supone que el área transversal crece igual a todo lo largo de la probeta. Lo anterior no es cierto por problemas de esfuerzos que se tienen en los extremos de la probeta durante la prueba

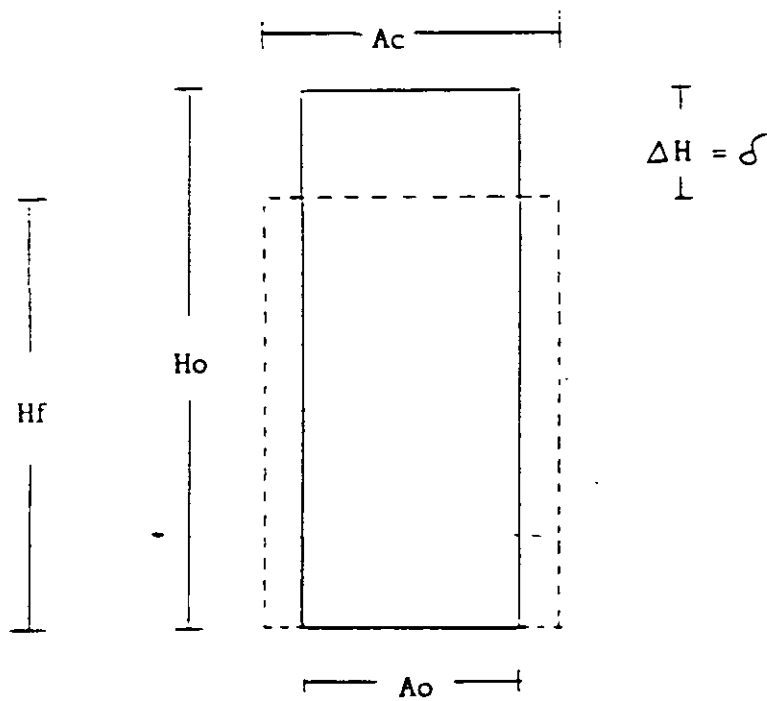
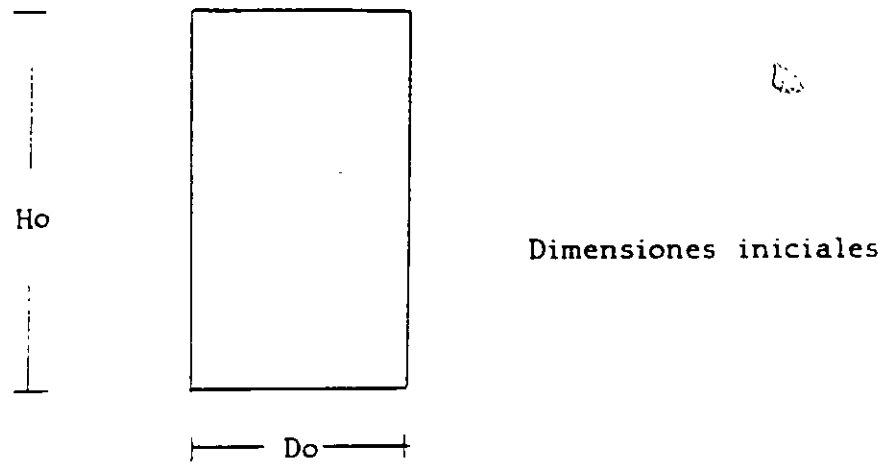


Fig. 7.1.7 Análisis de deformaciones en compresión

7.1.3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

En los suelos, se acepta que la resistencia se tiene siempre por una combinación de esfuerzo normal y cortante. Esta es la razón por la que estudiamos anteriormente como evaluar esfuerzos normal y cortante en forma gráfica. Esta combinación de esfuerzos es un punto en el plano de Mohr.

Las fallas reales en suelos, se acepta que nunca se dan por esfuerzo cortante puro (sin esfuerzo normal actuante). Tampoco se acepta que tengan resistencia a la tensión (la tensión la puede resistir el agua trabajando a tensión, o un mineral cementante en el suelo), ya que esta no es una condición confiable ni permanente. Esta es la razón por la que se estudia en suelos la resistencia al esfuerzo cortante (siempre combinado con un esfuerzo normal).

La propuesta clásica para analizar la resistencia de los suelos, es la de analizar la fricción en el plano de contacto de un bloque rugoso sobre un plano rugoso. Vea la figura 7.1.8 El esfuerzo normal se puede definir como :

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

y el esfuerzo cortante como:

$$\tau = \frac{T}{A}$$

El ángulo ϕ' es el ángulo que se desplaza la resultante R de la línea de acción del esfuerzo normal. Vea la figura 7.1.8. En Física Clásica se define como coeficiente de fricción estática a la relación entre T y P o entre τ y σ , y se define como μ , de modo que.

$$\mu = \frac{T}{P} = \frac{\tau}{\sigma} = \tan \phi'$$

Es por esta que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo granular (a esfuerzos efectivos) se expresa como:

$$s = \tau_{max} = \sigma \tan \phi'$$

Mas adelante se verán aplicaciones de esto en pruebas específicas de laboratorio.

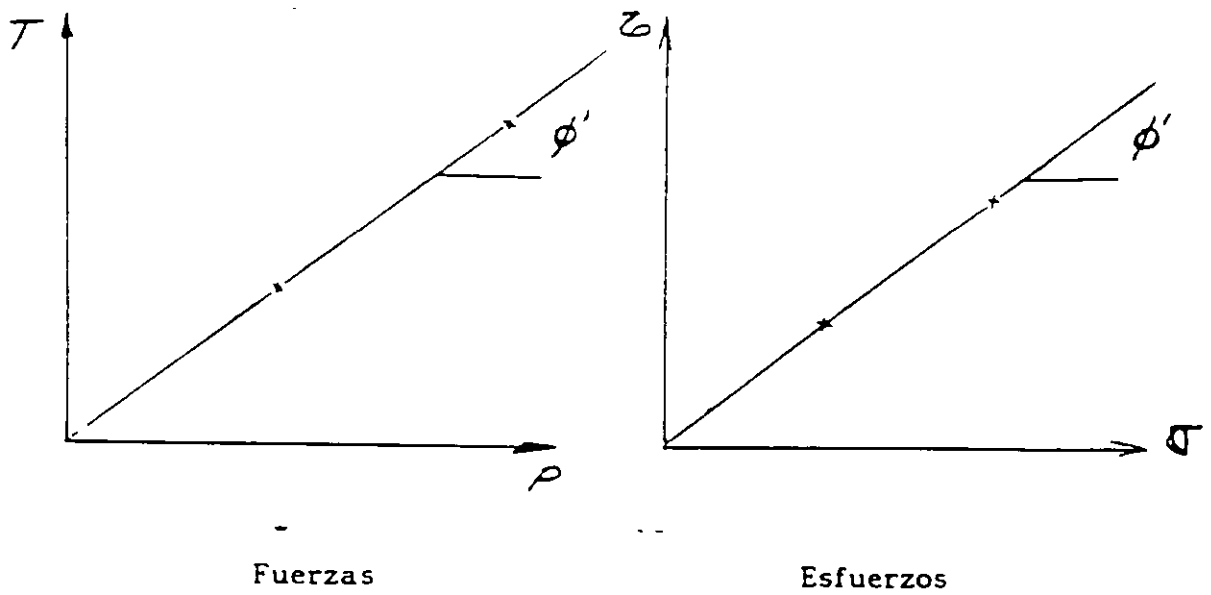
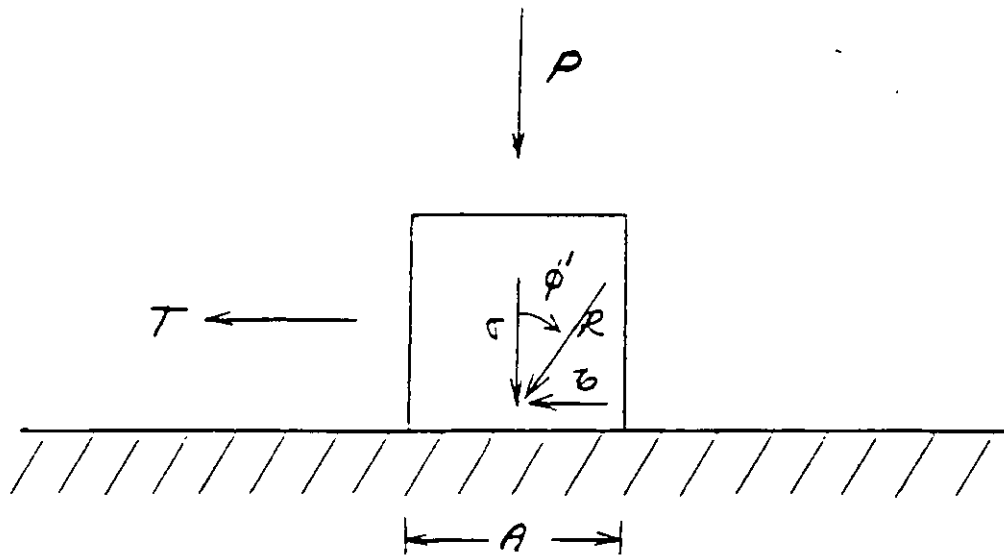


Fig. 7.1.8 Análisis de fricción

7.2 PRUEBAS DE CAMPO

PRUEBAS DE CAMPO

Existen intentos de pretender correlacionar dato obtenidos con las pruebas de sondeo del suelo en campo, con la resistencia de los suelos. Hay que aclarar que hasta el día de hoy no se ha logrado un éxito tal en este sentido, de tal forma que se pudiesen sustituir las pruebas de laboratorio.

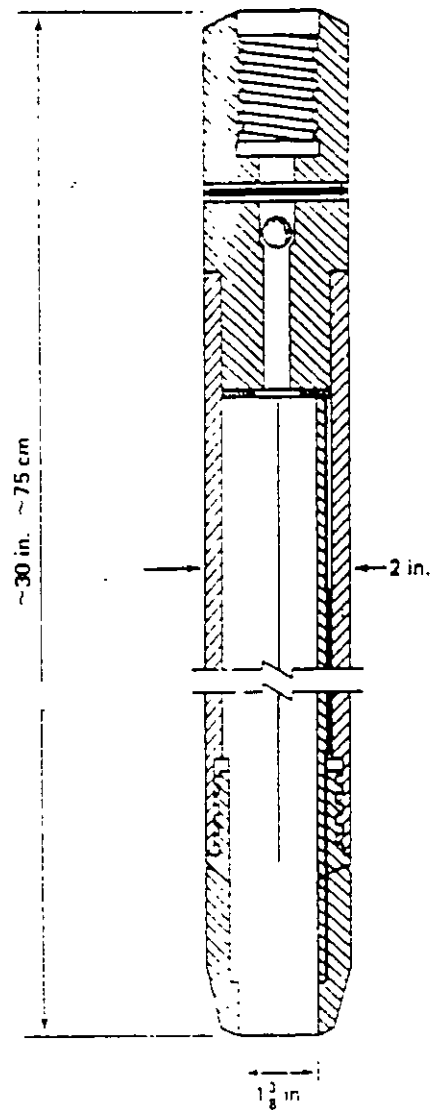
7.2.1 PRUEBAS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

Esta prueba se usa para sondear al suelo, hincando por medio de golpes de martillo, una punta recuperadora de muestras alteradas, llamada penetrómetro estándar. Este penetrómetro consiste en una punta cortadora, de acero endurecido, seguida por un tubo de recuperación de dos cañas. Un diagrama de este equipo se muestra en la figura 7.2.1. En esta prueba se hace un conteo de golpes para penetrar tramos de 15 cm., en una secuencia total de 45 cm. De los resultados de este proceso, se suman el número de golpes que se obtienen en los dos últimos tramos de 15 cm., de tal modo que se tiene el número para penetrar 30 cm. A este dato final, se le llama número de golpes (N).

Se han hecho correlaciones, que como se dijo antes se deben usar con sumo cuidado, para relacionar el valor del número de golpes con la resistencia de arcillas y arenas.

En la figura 7.2.1 se muestra una propuesta para arcillas en base a la resistencia de éstas en pruebas de compresión simple (q_u)

En la figura 7.2.2 se muestra el caso para las arenas, donde en las dos primeras gráficas intentan obtener, ya sea por porcentajes de grava, arena y limo y datos de penetración la compacidad relativa del suelo granular; o ya sea en función del esfuerzo vertical y datos de penetración, también obtener la compacidad relativa. En base a esta compacidad, supuesta por estas gráficas, se puede uno dar una idea de la resistencia del suelo granular, en función del ángulo de fricción, utilizando la gráfica inferior de ésta figura.



Penetrómetro estándar

Consistencia	No de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u
		kg/cm^2
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0

Resistencia aproximada en arcillas en base a la SPT

Fig. 7.2.1 Resistencia inferida a partir de la prueba de penetración

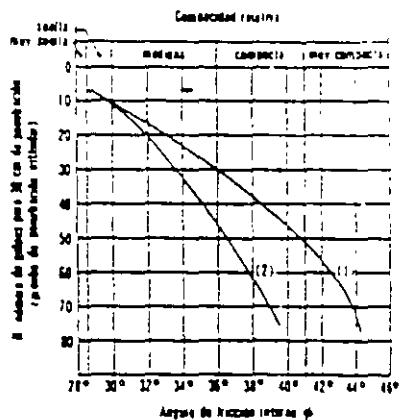
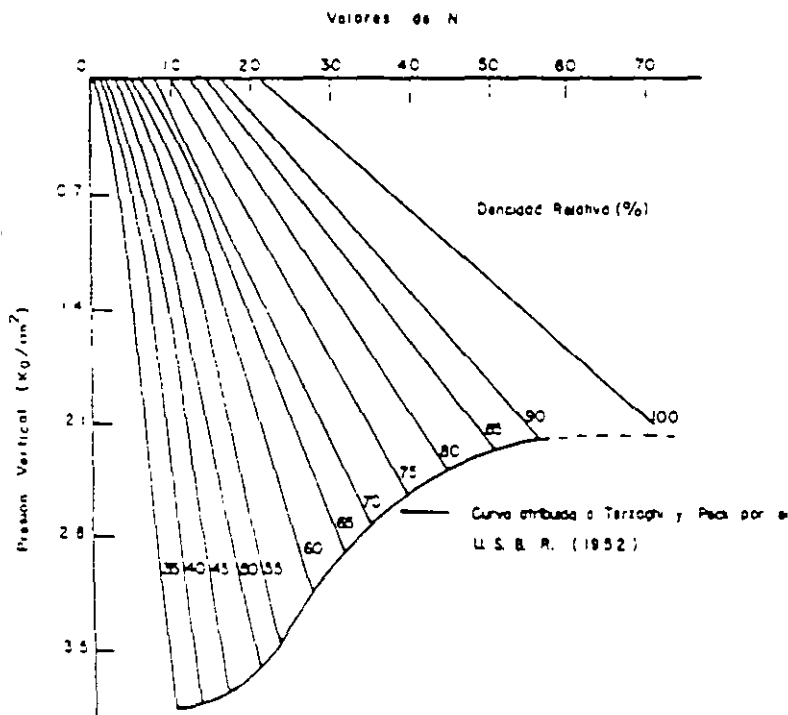
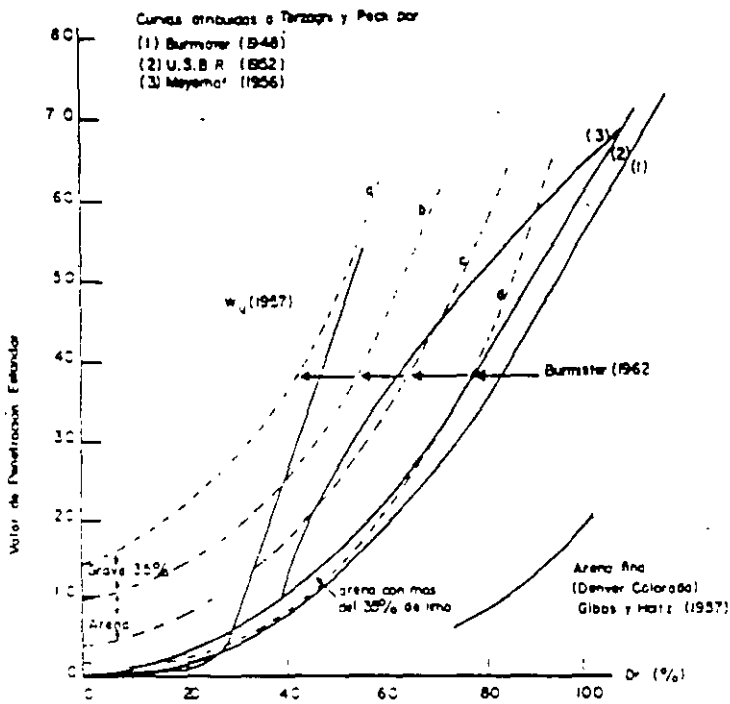
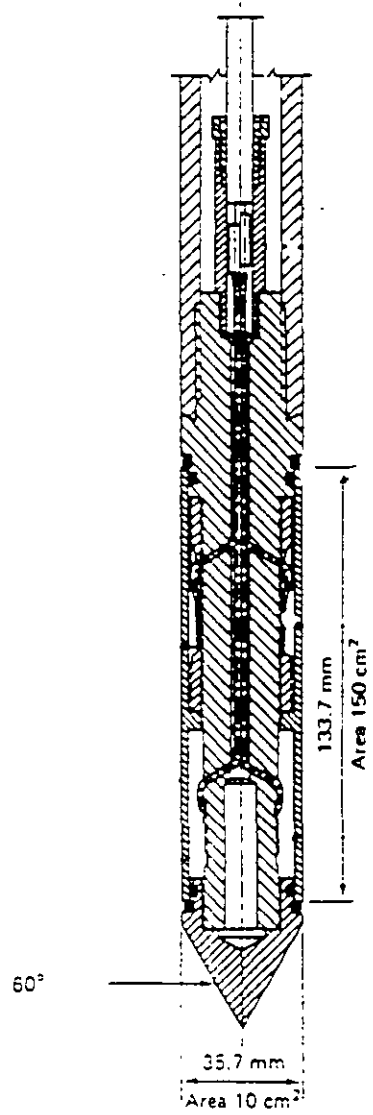


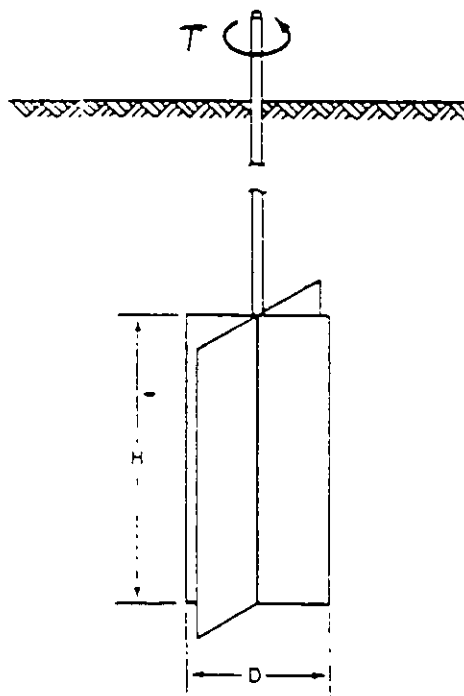
Fig. 7.2.2 Gráficas que permiten hacerse una idea de la resistencia de arenas con datos de la prueba SPT.

7.2.2 PRUEBA DE CONO HOLANDES.

Esta punta sondeadora, se hinca por medio de presión, y se va obteniendo la capacidad de carga, conforme va progresando el sondeo. En la figura 7.2.3 se muestra en la parte superior un esquema de un cono. La desventaja de este equipo es que no recupera muestras, sin embargo se puede utilizar combinado con otro método de penetración, cuando la estratigrafía, sea totalmente desconocida en la zona. Si se conoce que tipo de suelo corresponde a los datos obtenidos, se puede obtener la resistencia del suelo, expresada como ángulo de fricción interna o "cohesión", apoyándose en alguna teoría de capacidad de carga.



Cono holandés



Veleta de campo

Fig. 7.2.3 Cono holandés y veleta de campo

7.2.3 PRUEBA CON VELETA DE CAMPO

Esta prueba es relativamente fácil de realizar y se aplica a suelos finos. En la figura 7.2.3, se muestra, en la parte de abajo, el esquema de una veleta de campo. La veleta se hinca verticalmente, haciendo que las cuchillas se profundicen en el suelo, de tal modo que quede un colchón de suelo superficial. A continuación, ya posicionada la veleta, se aplica un torque al eje de la veleta, como se indica en la figura, con un equipo que permita conocer el valor del torque máximo, que es el que corta al suelo. Con este dato y los datos geométricos de la veleta, se puede despejar por medio de una expresión muy fácil de demostrar, el valor de la "cohesión" del suelo fino. Esta prueba se aplica comúnmente al fondo de un pozo a cielo abierto

7.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

7.3.1 TORCÓMETRO Y PENETRÓMETRO DE BOLSILLO

Este tipo de instrumentos, permiten evaluar con cierta aproximación, la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos finos saturados. Este tipo de resistencia se obtiene formalmente, mediante una prueba triaxial UU. Las pruebas que se comentarán a continuación, se debe aplicar a muestras inalteradas confinadas (preferentemente a suelos muestreados en tubo Shelby). De tal forma que se pueda garantizar que la falla se sucede tan rápido, que no se permite el drenaje del suelo.

A esta resistencia se le denomina "cohesión" (C) o mas modernamente resistencia no drenada (S_u).

El torcómetro de bolsillo, como el mostrado en la figura 7.3.1, se compone de una miniveleta en la punta, un resorte de torsión y una perilla con una carátula indicadora, todos ellos unidos por un eje metálico. Algunos como el mostrado en la figura, viene equipados con varias veletas. La forma de efectuar la prueba, consiste en aplicarla al suelo, sin sacarlo del tubo Shelby, ya que así conserva su confinamiento. Se toma el torcómetro y se hunde en el suelo, lo mas alejado de las paredes del tubo. Ya que se hundió hasta el tope, se aplica una torsión rápida pero con sumo cuidado. En el momento de la falla, el resorte se descarga y en la carátula se puede leer el valor de la resistencia no drenada (C o S_u). En este curso se mostrara el torcómetro y se hará una experiencia practica.

El penetrómetro estándar, que se muestra en la figura 7.3.2, consiste en un mango cilíndrico, que tiene una punta móvil, dividida en la punta de penetración y la zona indicadora. Al igual que con el torcómetro, se recomienda que se aplique a los suelos contenidos en un tubo Shelby. La forma de proceder es la siguiente: El indicador del penetrómetro se coloca en cero; posteriormente se hinca en el suelo la punta de penetración hasta la marca; finalmente se lee el valor obtenido en la zona indicadora de la punta. En este instrumento se lee el resultado como resistencia a la compresión no drenada, dada como el esfuerzo desviador de falla, de modo que para conocer el valor de "cohesión" o de resistencia no drenada, se debe dividir lo obtenido entre dos.

El valor en laboratorio de estos instrumentos, consiste en que permiten calibrar la resistencia de los suelos, lo cual es muy útil, cuando se quiere programar una prueba triaxial o una de corte directo. Teniendo una idea del valor de la resistencia, se pueden elegir los instrumentos adecuados para una prueba formal (anillo de carga, marco de carga, etc.).

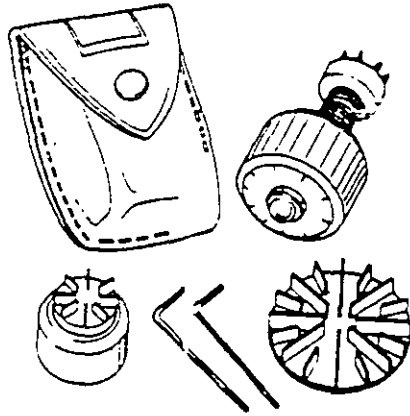
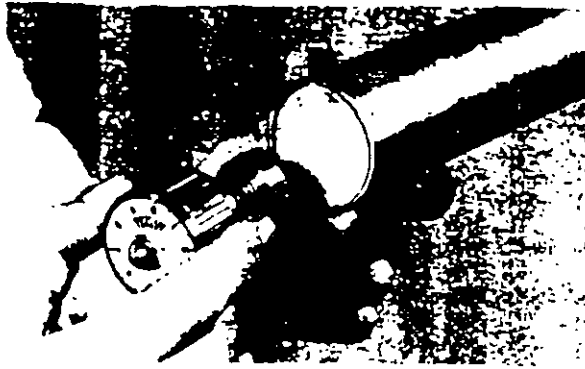


Fig. 7.3.1 Torcómetro de bolsillo



Fig. 7.3.2 Penetrómetro de bolsillo

7.3.2 PRUEBAS DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

En orden cronológico, se puede decir que la prueba más popular anteriormente, era la prueba de corte directo (que se comentara mas adelante). Sin embargo a partir de las investigaciones desarrolladas por Arturo Casagrande en el M.I.T., para desarrollar pruebas de compresión en probetas cilíndricas, se lograron superar algunas serias desventajas que se presentaba la prueba de corte directo.

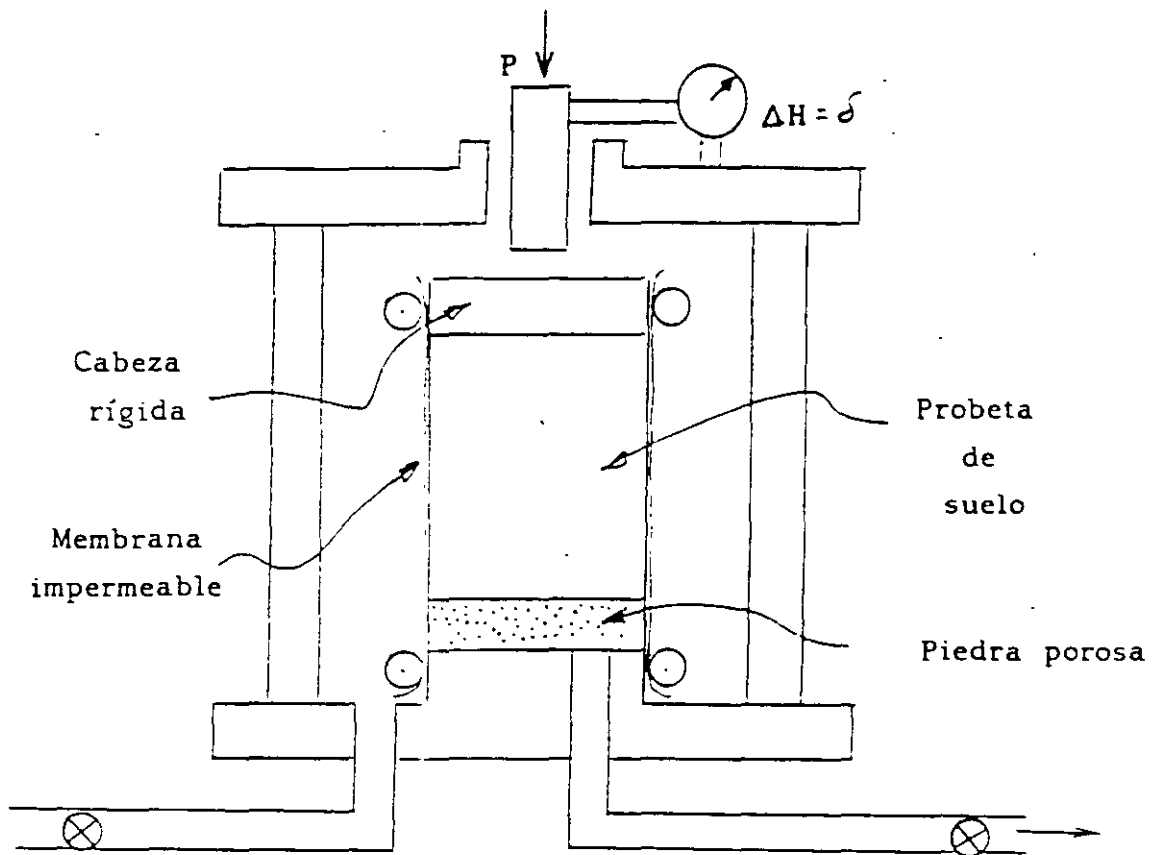
Actualmente la prueba triaxial es mas popular que la de corte directo. No obstante ser una prueba mas complicada, permite una gran variedad de condiciones de drenaje. También se puede suponer que permite aplicar todo el tiempo esfuerzos principales, de modo que no existe rotación de esfuerzos principales, como sucede con la de corte directo. Existen también concentraciones de esfuerzos, pero son mucho más bajos que en corte directo. Otra ventaja es que no tiene un plano predeterminado de falla, además de que se puede representar en el plano de Mohr como un solo círculo, sin dejar de representar a un estado de esfuerzo tridimensional perfecto.

En la figura 7.3.3, se presenta esquemáticamente una cámara triaxial y algunos de sus principios. A la probeta de suelo se le aísla, por medio de una membrana impermeable, la cual impide que el fluido confinante (comúnmente agua), penetre en los poros del suelo. La carga axial se aplica por medio de un vástago de acero, el cual debe tener muy poca fricción con la abertura de la cámara por la cual pasa. Existe un mecanismo fuera de la cámara que permite el movimiento del vástago, sin incrementar la presión confinante que se aplica a la probeta. La probeta se puede colocar entre piedras porosas, si se quiere permitir drenaje o medir presión de poro, o colocar una sola piedra porosa en la base de la probeta, como se muestra en la figura. En algún caso especial (prueba UU sin medición de presión de poro), se puede prescindir de colocar piedras porosas.

En la prueba triaxial, como se comentó antes, se puede suponer que se aplican esfuerzos principales en todo el cuerpo de la probeta. Esto no es del todo cierto, ya que pequeños esfuerzos cortantes pueden actuar en los extremos de la probeta. Este problema se ha tratado de resolver, colocando en el contacto con la probeta cabezas de teflón o engrasándolas.

En la notación que usaremos, se tomara como esfuerzo desviador a la diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el principal menor, y lo denominaremos por $\Delta\sigma_a$. De modo que $\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$. Para pruebas de compresión en la cámara triaxial se aceptara que $\sigma_c = \sigma_2 = \sigma_3$.

La prueba triaxial es una prueba más elaborada que la de corte directo, y por lo mismo más compleja. Es este tipo de prueba, al igual que en la de corte directo, se especifica con dos letras al tipo de prueba que se desea realizar, en función de las condiciones de drenaje, como sigue



Presión del líquido confinante

Medición de cambio de volumen o presión de poro

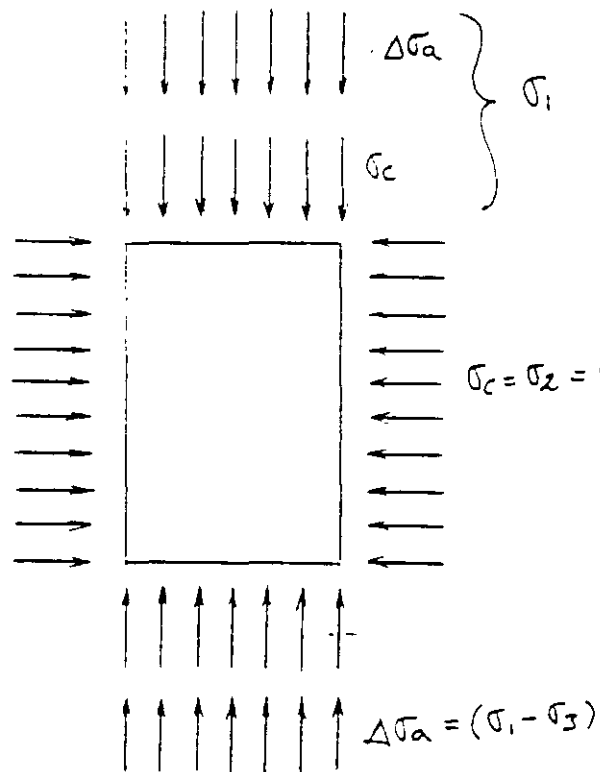


Fig. 7.3.3 Cámara triaxial y esfuerzos que aplica

CONDICIONES DE DRENAJE

PRIMERA ETAPA	SEGUNDA ETAPA	SÍMBOLO
Consolidada	Drenada	CD
Consolidada	No drenada	CU
No consolidada	No drenada	UU

Las letras que componen los símbolos proceden de la primera palabra en inglés de **Consolidated** o **Unconsolidated**, para la primera etapa, y de **Drained** o **Undrained**, para la segunda etapa.

En la figura 7.3.4, se muestran las condiciones iniciales promedio de una probeta en la cámara triaxial, en una prueba CD, estudiada con análisis plano de esfuerzos y la presentación de Mohr que le corresponde. En la figura 7.3.5, se muestran las condiciones intermedias promedio de una probeta esforzada en la segunda etapa, pero sin llegar todavía a la falla. En la figura 7.3.6, se muestran las condiciones finales promedio de la probeta en el momento de la falla.

En la figura 7.3.7, se muestran las etapas de la prueba CD, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a éstas un solo círculo, como se muestra en la parte baja. Aquí se define un ángulo de fricción interna en esfuerzos efectivos ϕ' .

En la figura 7.3.8, se muestran las etapas de una prueba CU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos, correspondiendo a estas dos círculos desplazados una distancia con valor u_r . Aquí se definen dos ángulos de fricción interna: uno aparente, definido por ϕ y otro en esfuerzos efectivos, prácticamente igual al que se obtendría en una prueba CD, definido por ϕ' .

En la figura 7.3.9, se muestran las condiciones de la primera y segunda etapas de una prueba UU, y sus condiciones en esfuerzos totales y efectivos. En el plano de Mohr de abajo, se indican las envolventes típicas y la resistencia en esfuerzos totales, definida por "C" y el ángulo de fricción interna real, definido por ϕ .

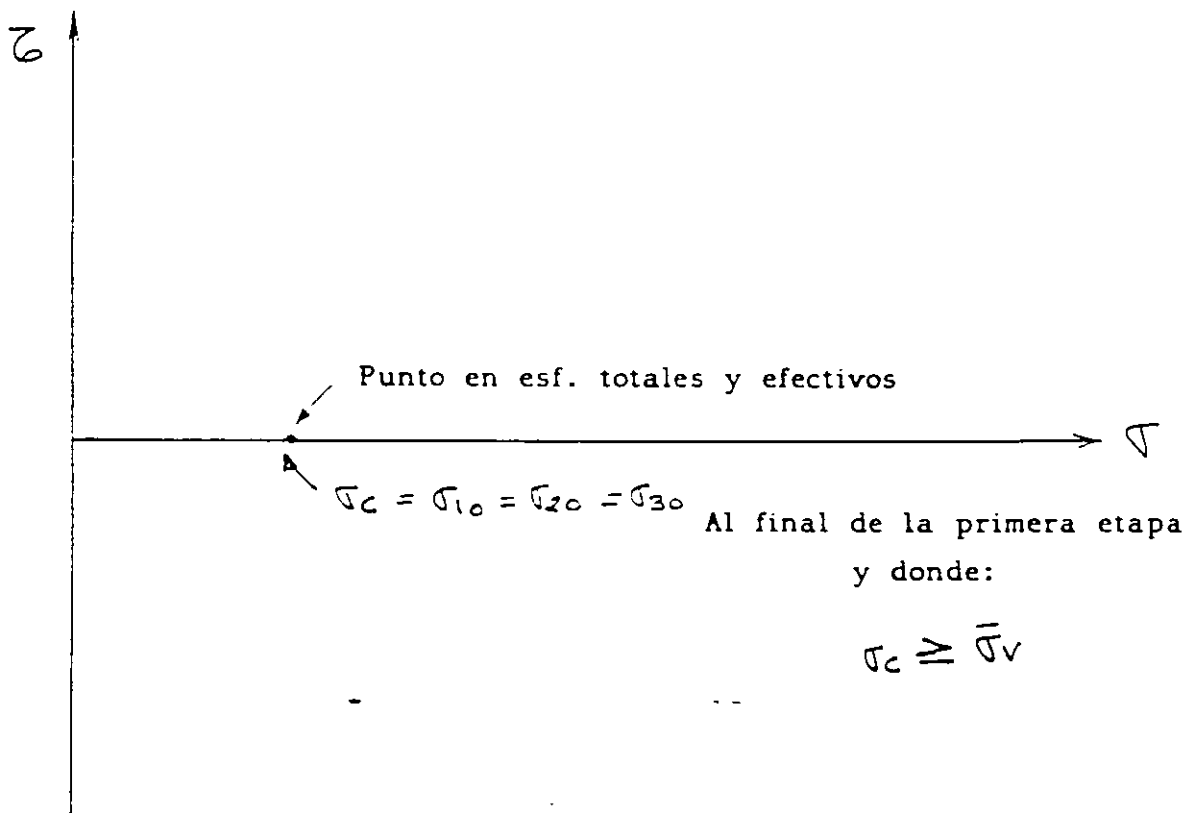
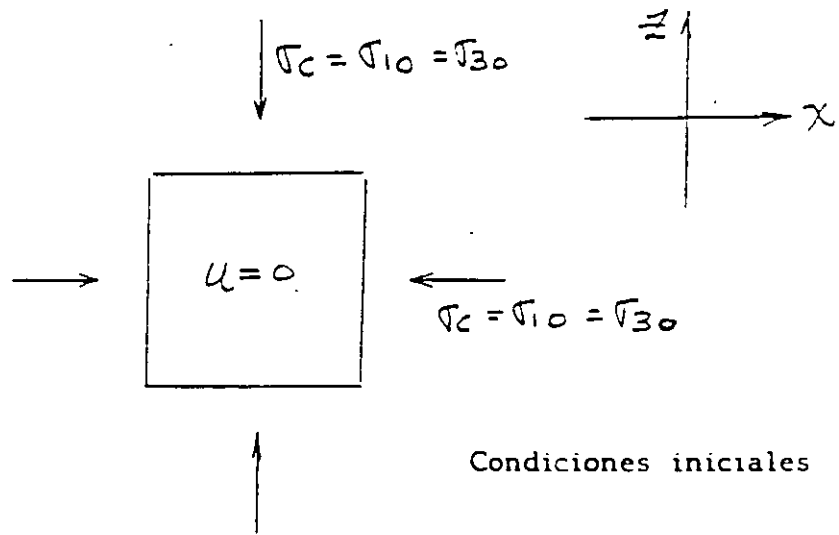


Fig. Condiciones iniciales en prueba triaxial CD (final primera etapa)
7.3.4

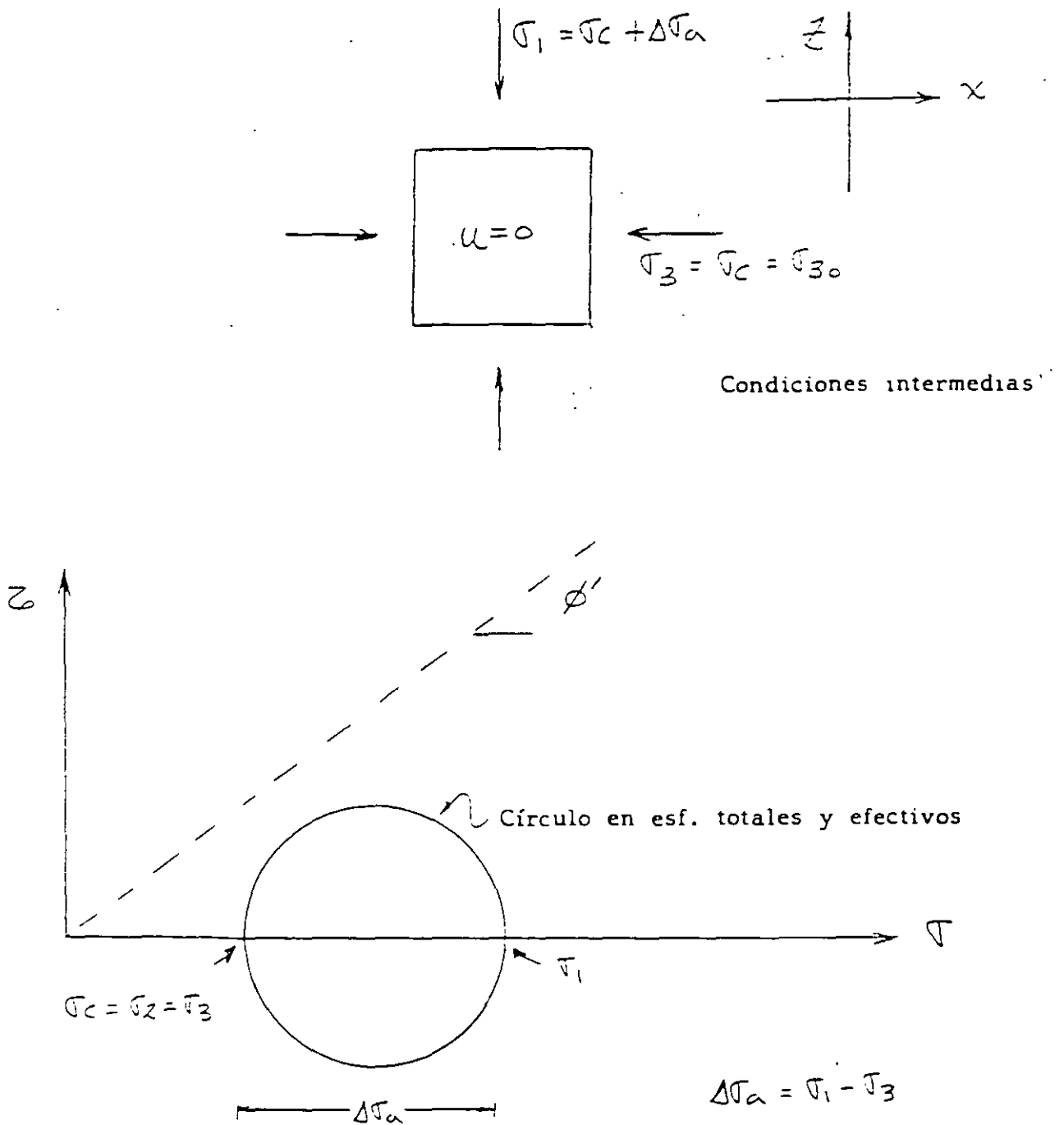


Fig. 7.3.5 Condiciones intermedias en prueba triaxial CD (2ª etapa)

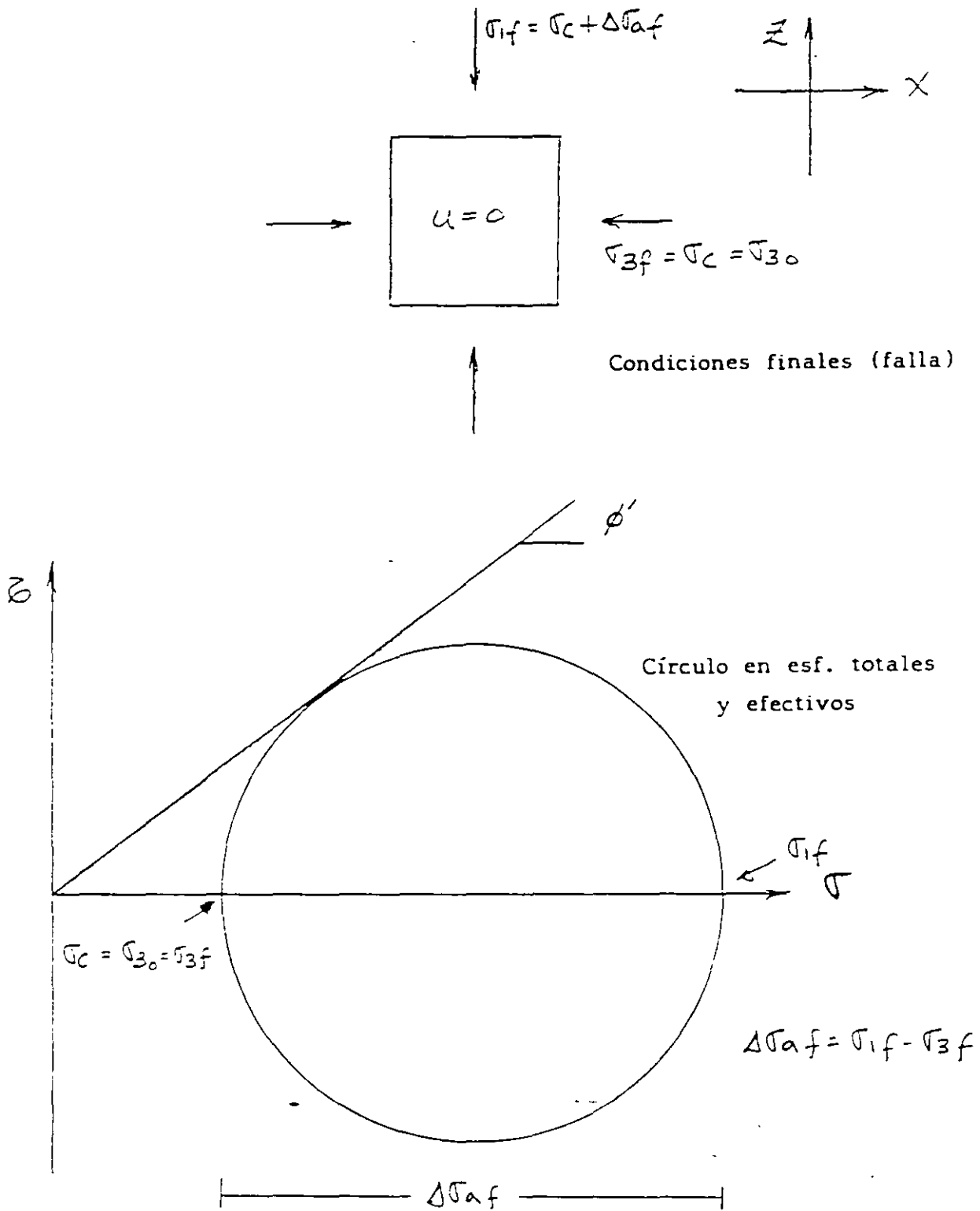


Fig. 7.3.6 Condiciones finales en prueba triaxial CD (2ª etapa)

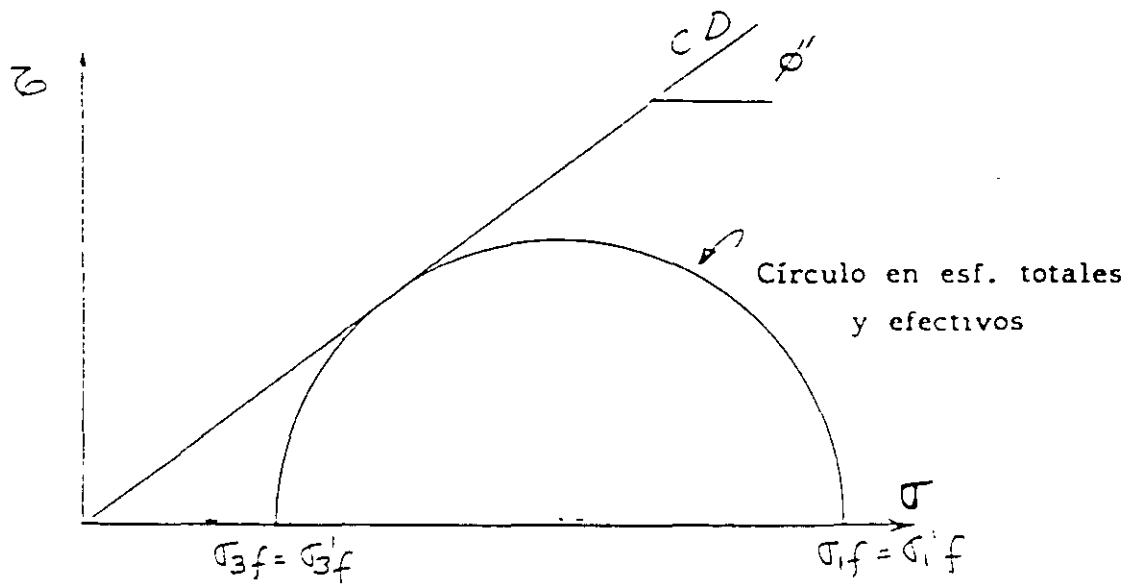
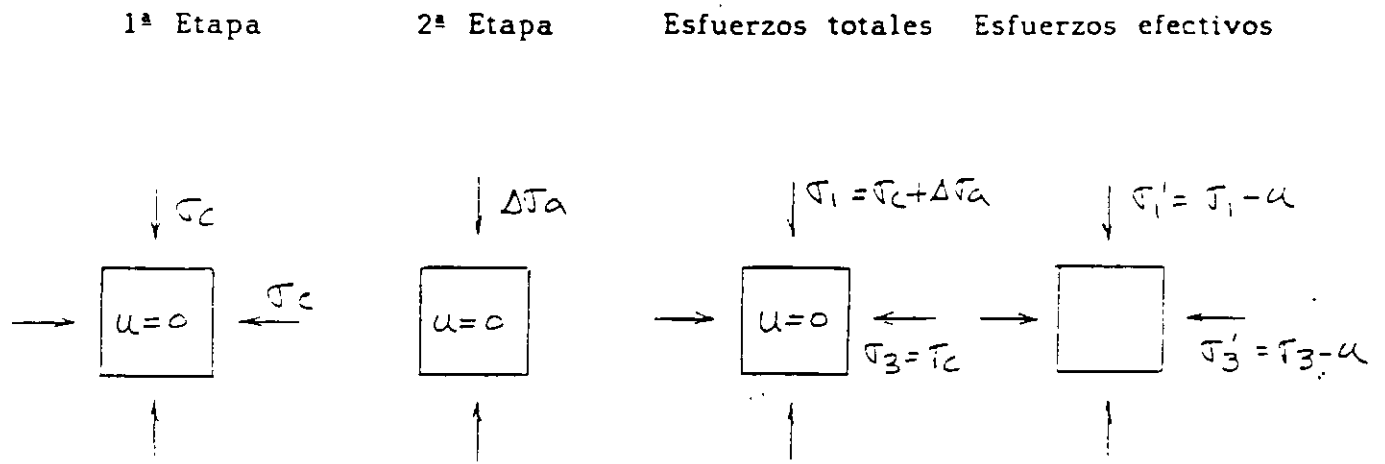


Fig. 7.3.7 Prueba triaxial de compresión CD

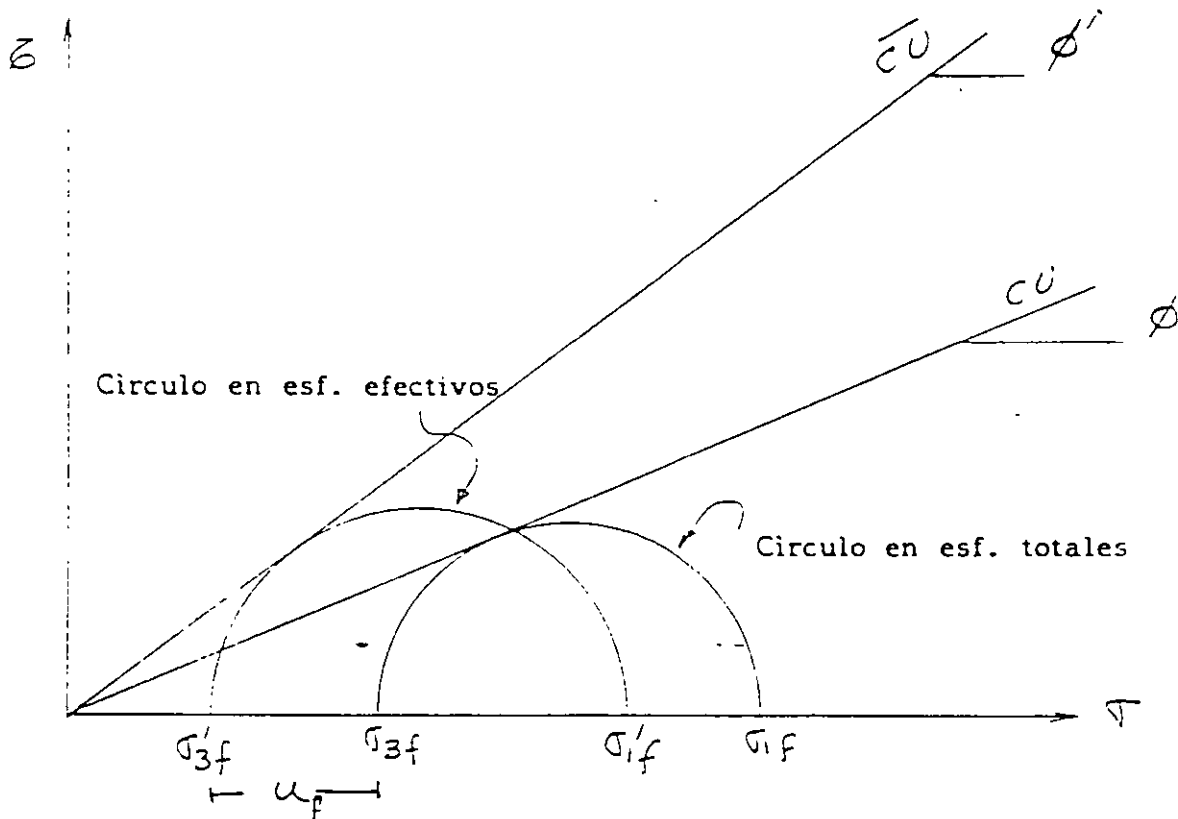
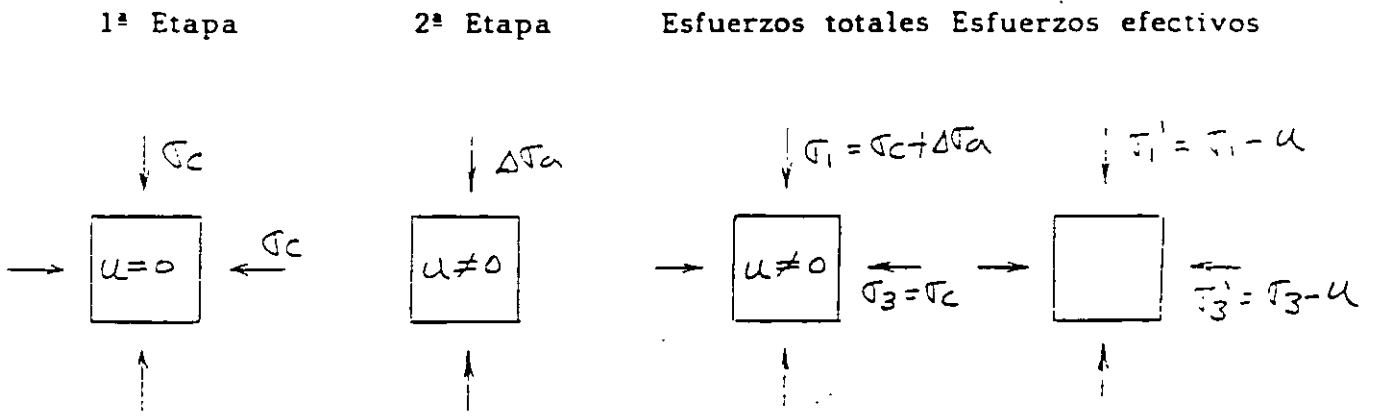


Fig. 7.3.8 Prueba triaxial de compresión CU

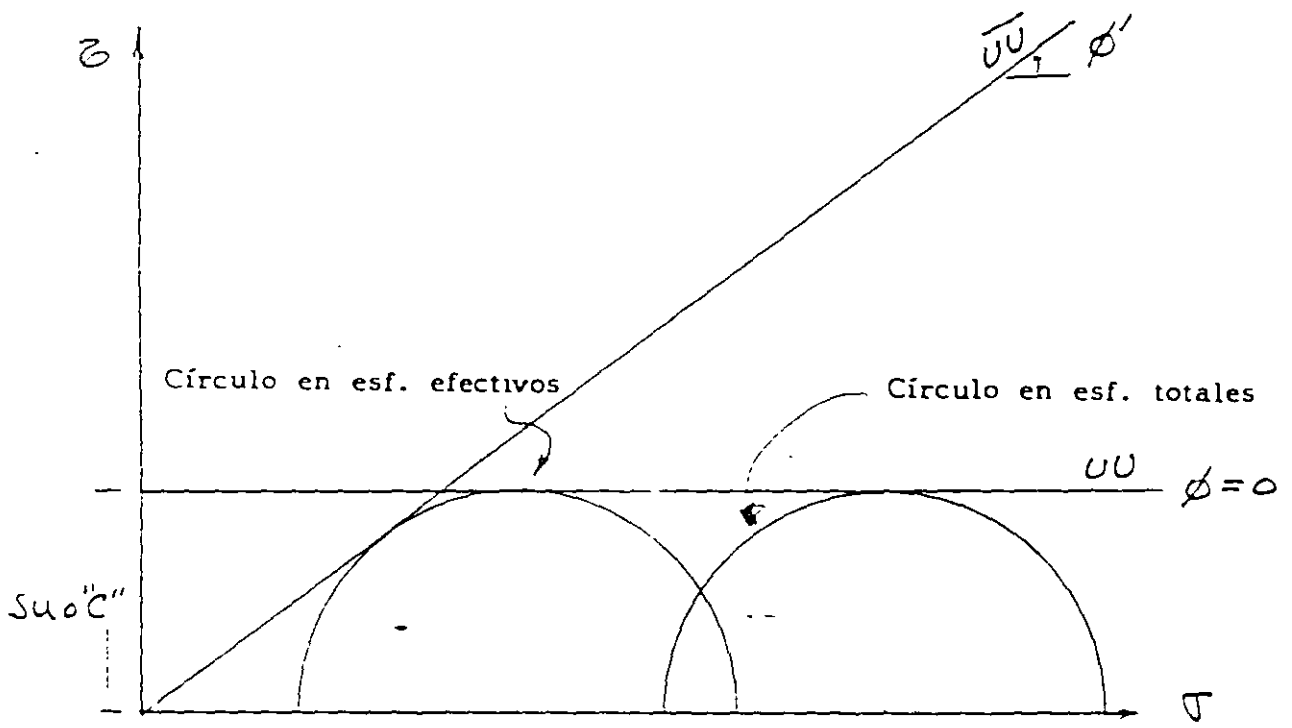
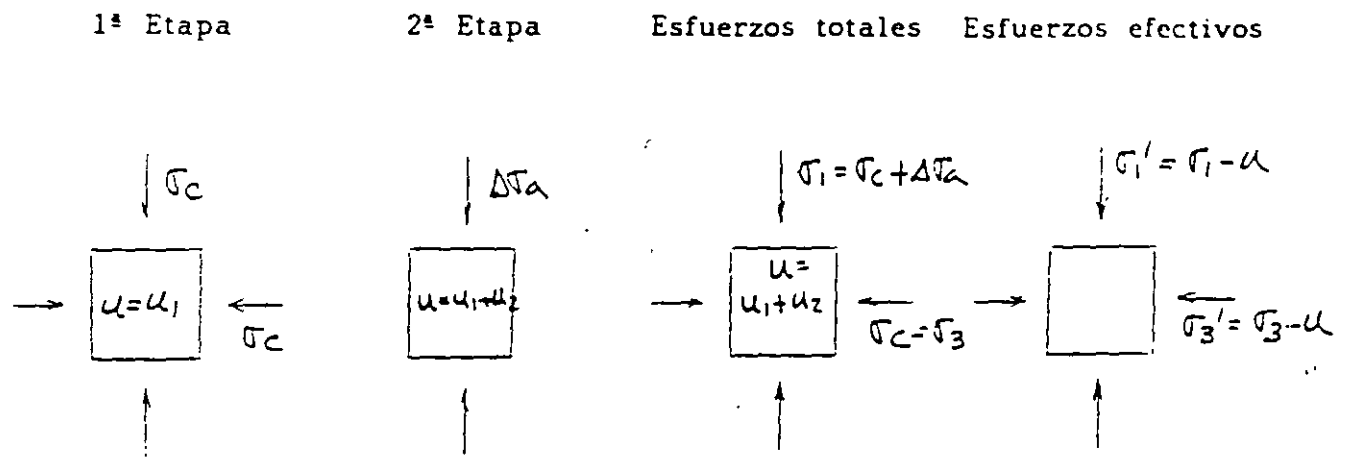


Fig. 7.3.9 Prueba triaxial de compresión UU

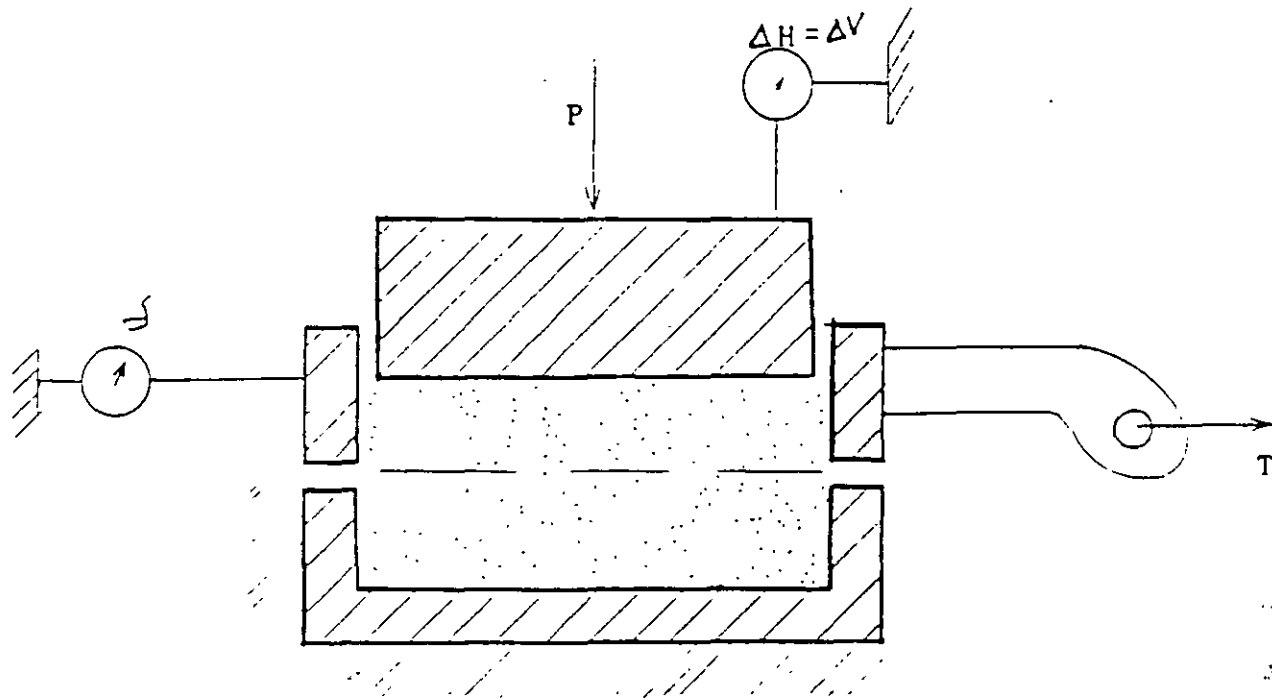
7.3.3 PRUEBAS DE CORTE DIRECTO.

Esta es una prueba muy vieja para obtener la resistencia, ya que era usada por Coulomb hace más de 200 años. El principio que usa la prueba es en verdad muy simple. Consiste básicamente en una probeta de suelo contenida por una "caja de corte", la cual está separada horizontalmente en dos partes. Una mitad se mantiene fija, respecto a otra mitad que se desliza horizontalmente. La carga normal P , se aplica a la probeta, a través de una placa rígida. Se miden durante la prueba: la carga horizontal, la deformación horizontal y la deformación vertical. Dividiendo la carga vertical y la carga horizontal, entre el área inicial de la probeta, se obtiene el esfuerzo normal y el cortante en el plano de falla. Es importante observar que el plano de falla se encuentra forzado, cuando se usa este aparato.

En la figura 7.3.10, se muestra un croquis de este equipo. Se muestra también el tipo de resultado que arroja esta prueba obtenidos en probetas de arena con la misma compacidad relativa. Cuando se grafican estos datos en el plano de Mohr, se puede obtener el ángulo de fricción interna.

En la prueba de corte directo, se pueden realizar en arcillas las mismas pruebas definidas por las condiciones de drenaje que en la prueba triaxial (CD, CU y UU)

En un análisis a esfuerzos efectivos (arena seca), se puede analizar un fenómeno interesante que se verifica en la prueba de corte directo y que se le llama " rotación de esfuerzos principales ". En la figura 7.3.11, se presentan las condiciones iniciales de la probeta en este tipo de prueba, y en la parte baja se muestra la representación de Mohr, aplicando el método del polo fijo. Observe la relación de los sistemas de referencia X Z y III I. En la figura 7.3.12, se muestran las condiciones intermedias, en el momento en que $\sigma_n = \sigma_{nf}$. Observe para esta condición la relación de los sistemas X Z y III I. En la figura 7.3.13, se muestran las condiciones de la probeta en el momento de la falla. Observe que para esta condición σ_n se tiene que $\sigma_n > \sigma_{nf}$. Observe además la relación que guardan los sistemas X Z y III I. Finalmente observe la figura 7.3.14. En esta se muestran juntas las condiciones inicial, intermedia y final, mostrando como se va sucediendo la rotación de los esfuerzos principales.



Aparato de corte directo

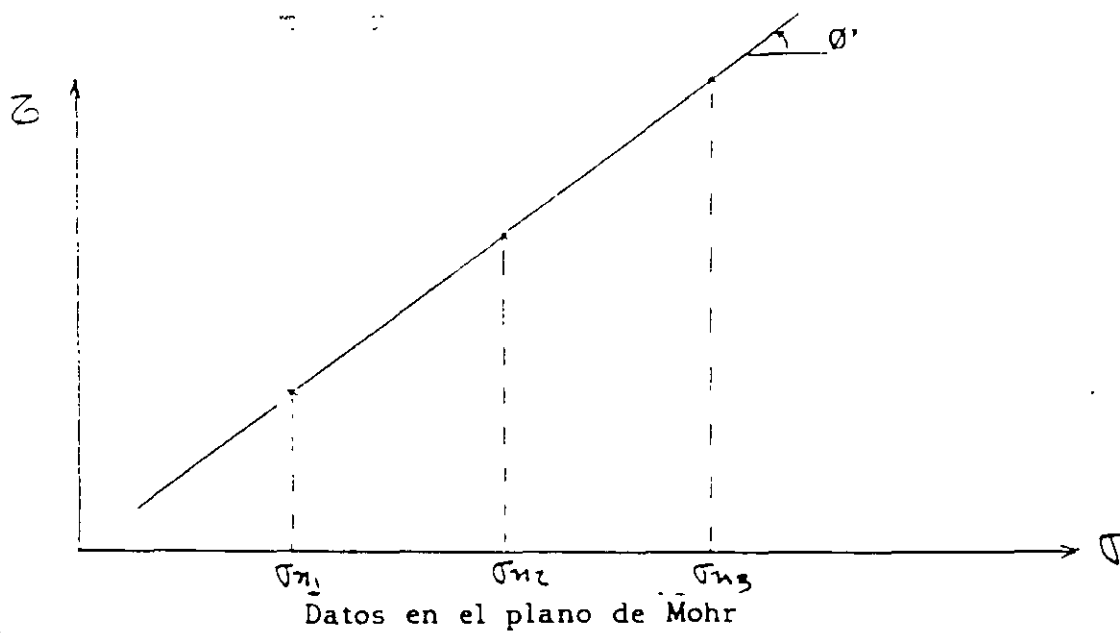


Fig. 7.3.10 Aparato de corte directo

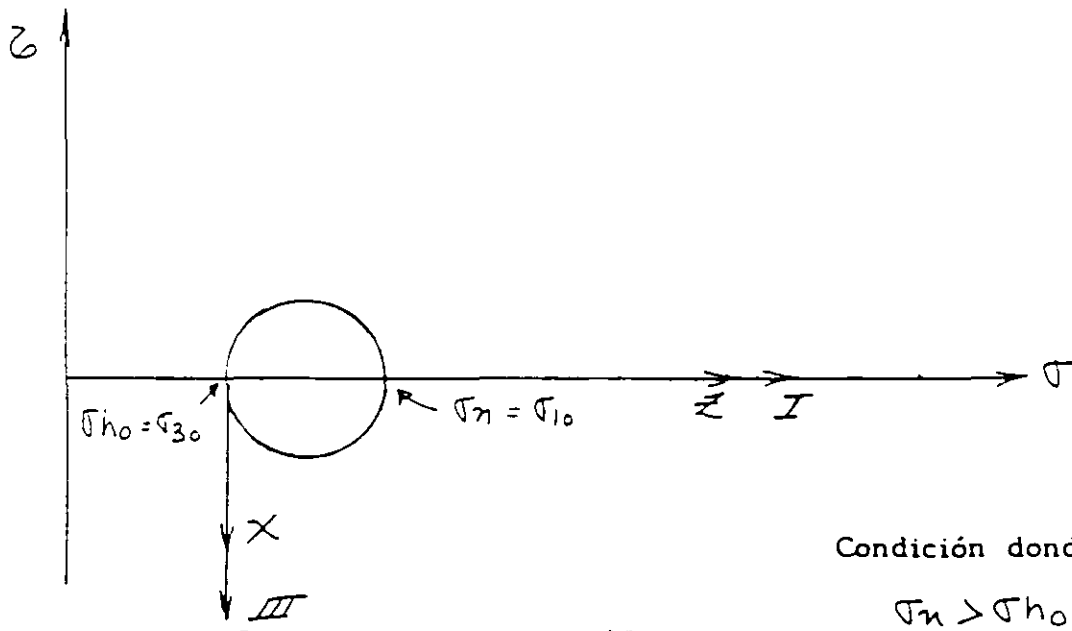
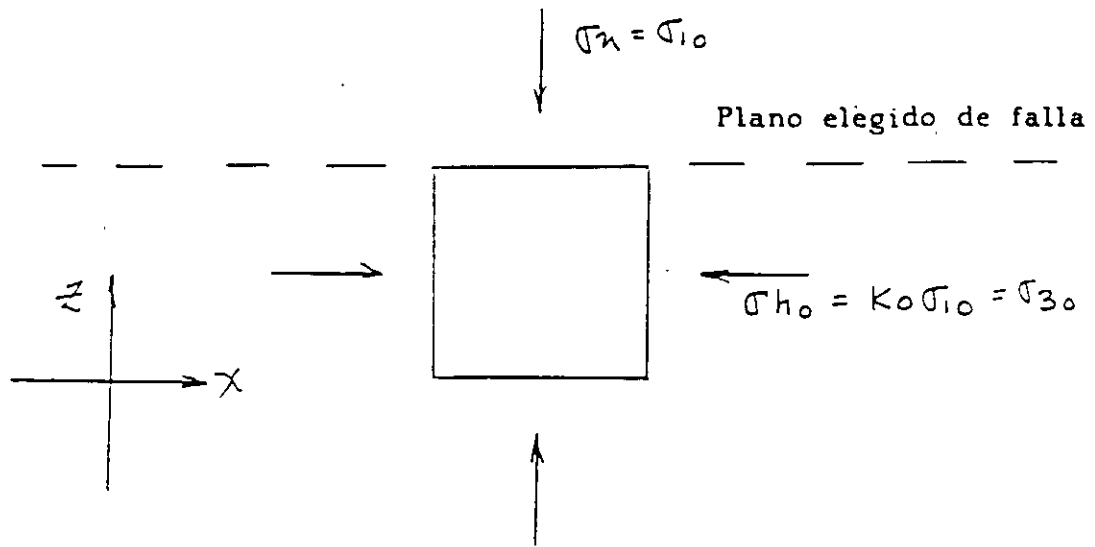


Fig. Condiciones iniciales en corte directo (primera etapa)
7.3.11

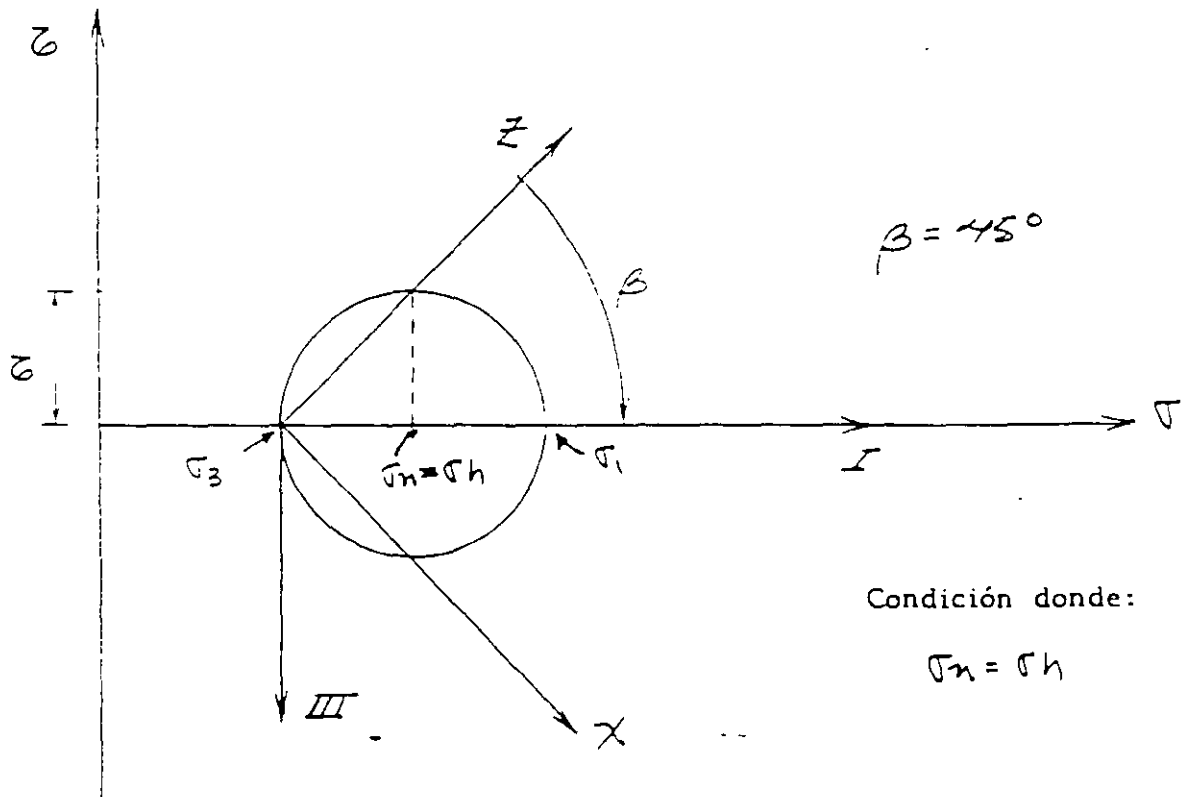
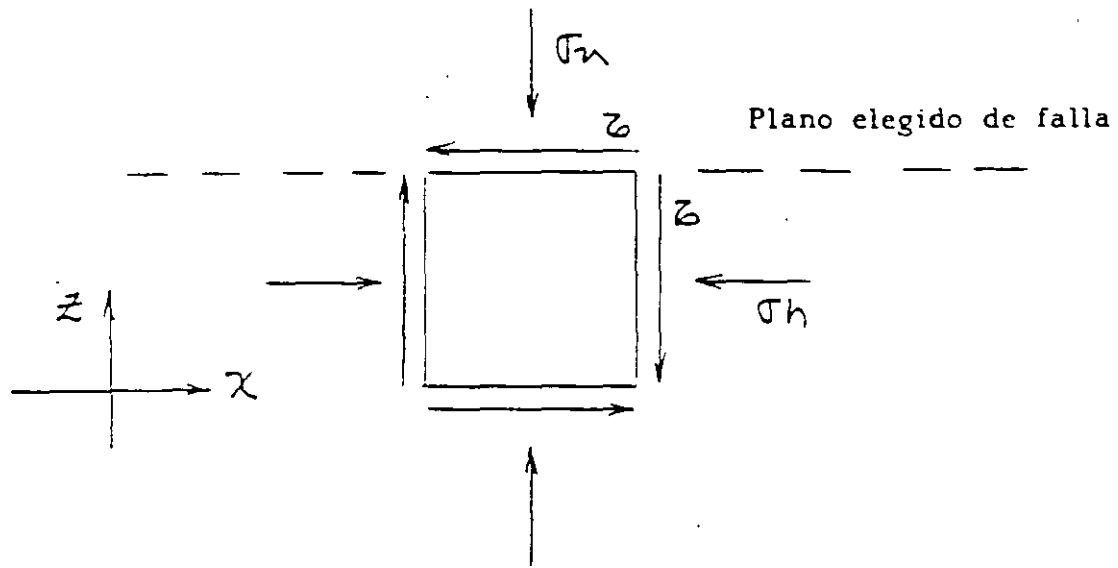


Fig. 7.3.12 Condiciones intermedias en corte directo (segunda etapa)

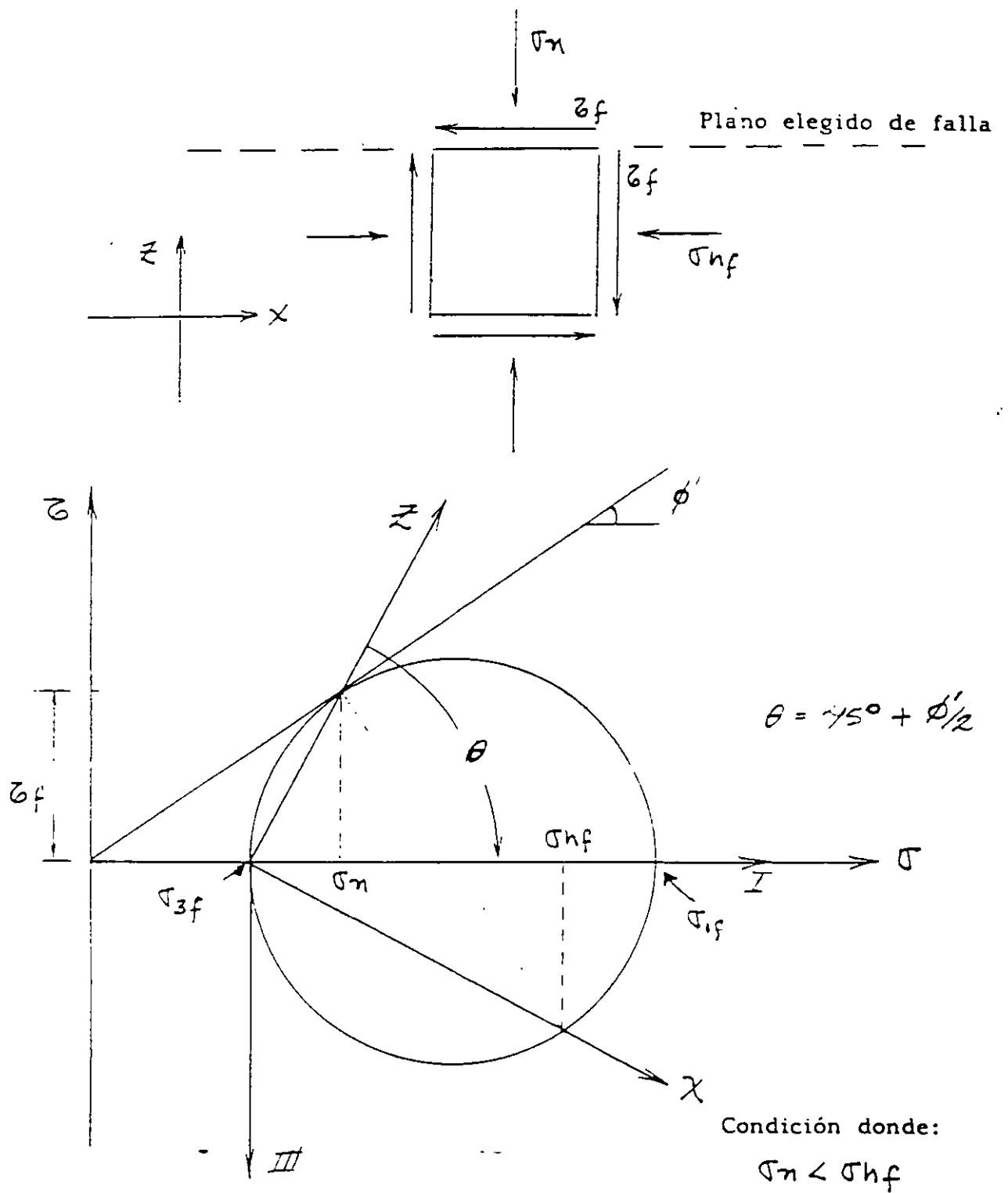


Fig. 7.3.13 Condiciones finales en corte directo (segunda etapa)

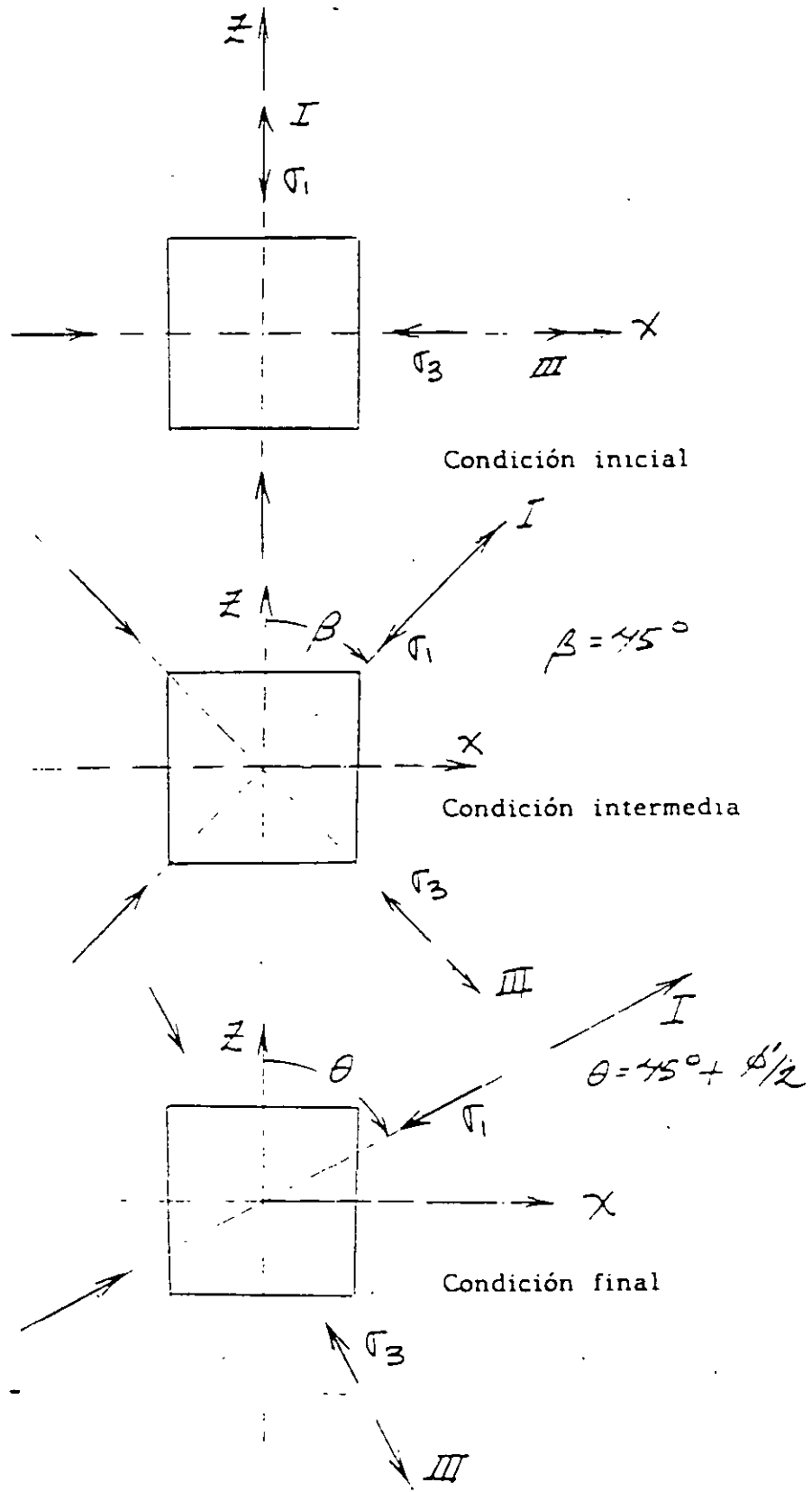


Fig. 7.3.14 Rotación de esfuerzos principales en corte directo

INSTRUCTIVO PARA REALIZAR UNA PRUEBA TRIAXIAL CD.

EQUIPO

1. Marco de carga.
2. Cámara triaxial.
3. Molde para formar la muestra
4. Membranas impermeables.
5. Piedra porosa.
6. Bandas de hule (o rings o ligas)
7. Bomba de vacío.
8. Vernier.
9. Pipetas.
10. Cronómetro.

PROCEDIMIENTO

- 1 - Colocar una membrana impermeable en la base de carga de la cámara triaxial, fijándola con bandas de hule. Coloque una piedra porosa en la placa de base, saturándola previamente.
- 2.- Haber secado previamente arena y tener definido el peso y el volumen a lograr, para obtener la compacidad relativa deseada. Colocar el molde alrededor de la membrana y doblar esta, de modo que quede forrado la parte interior del molde. No debe haber bolsas ni dobleces. Conectar vacío al molde, tomando las precauciones para no romper la membrana. Conectar a la válvula de salida de la piedra porosa inferior, la manguera de la pipeta que abastecerá de agua a la probeta.
- 3 - Usar algún procedimiento conocido, para vaciar la arena en estado suelto. Compactar hasta lograr la compacidad deseada.
- 4 - Colocar la cabeza superior a la probeta y sellar la membrana contra ésta, por medio de banda de hule. Cuidar que la cabeza quede lo más horizontal posible.
- 5.- Bajar la pipeta, abriendo la válvula de la piedra inferior, para que la probeta experimente un vacío reducido.

6.- Quitar el molde y revisar el movimiento del agua en la pipeta. para cerciorarse de que la membrana está en buenas condiciones.

7.- Tomar las medidas de altura de probeta y diámetro de la misma. con sumo cuidado. Se debe decidir que valor se usa de H_0 y diámetro promedio para calcular A_0

8.- Colocar la parte superior de la cámara. cuidando que el vástago no tire la probeta recién formada. Apretar los tornillos, de modo que se tenga un sello adecuado en la cámara. Baje cuidadosamente el vástago, hasta que fije la cabeza de la probeta, para poder transportar la cámara.

9.- Coloque la cámara en el marco de carga, manteniendo la pipeta baja. para generar la tensión en la probeta. Centre la cámara y asegúrese que el vástago queda centrado con el anillo de carga (esto es necesario para que el anillo detenga el vástago. en caso de aplicar un confinamiento alto a la cámara. de otro modo, se saldría el vástago y parte del liquido confinante)

10.- Llene la cámara con el liquido confinante y aplique la presión deseada. Acerque el anillo de carga lentamente hasta tener un ligero movimiento en el extensómetro de éste. Lo anterior indica el contacto del anillo con el vástago.

11.- Coloque el extensómetro que medirá la deformación de la probeta. Tome la lectura inicial de éste.

12 - Aplique el primer incremento de carga y arranque el cronómetro. Espere un minuto para aplicar el siguiente incremento (este tiempo se da para que se libere la presión de poro en la arena y garantizar que en verdad es una prueba CD).

13 - Continúe aplicando incrementos hasta la falla de la probeta

14.- Dibuje el plano de la falla si lo hay

15 - Elimine la presión de la cámara y baje el liquido confinante. Recupere la probeta y métala al horno

INSTRUCTIVO PARA LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO.

EQUIPO

1. Aparato de corte directo.
2. Balanza con exactitud de 0.01 gr.
3. Horno para secar el suelo.
- 4 Vernier.
5. Cronómetro.

PROCEDIMIENTO.

- 1 - Secar en el horno una cantidad suficiente de arena, para realizar la prueba. Previamente se deben haber obtenido los pesos específicos secos, para las condiciones más sueltas y más compacta de esa arena. Se debe decidir, que compactación se le dará a la arena, ya que el ángulo de fricción interna de las arenas depende de ésta.
- 2.- Armar la caja de corte y con el Vernier obtener las medidas interiores de ésta, para conocer el área transversal que se va a considerar
- 3.- Vaciar la arena a volteo, conociendo el peso que debe tener la probeta de arena, para que alcance la compactación deseada. Al compactar, deberá quedar la arena a aproximadamente 5 mm. del borde. Se colocará después el émbolo rígido que transmitirá la carga. Se deberá cuidar que ésta placa quede lo más horizontal posible.
- 4.- Aplicar la carga vertical, de modo que se logre el esfuerzo vertical deseado. Coloque el extensómetro que medirá el desplazamiento vertical.
- 5.- Separar por medio de los tornillos del equipo, las dos placas que componen la caja de corte. La separación debe ser un poco mayor que la mitad de la partícula más grande en la probeta de suelo
- 6.- Ajuste el extensómetro horizontal que medirá el desplazamiento entre las dos partes de la caja de corte.
- 7 - Aplicar la primera carga horizontal y medir con el cronómetro un minuto, a partir del inicio. Para lo anterior se debe haber programado la prueba, de tal modo que se llegue a la falla, en por lo menos diez incrementos.
- 8.- Repetir los pasos anteriores, para esfuerzos verticales diferentes del anterior, para tener por lo menos tres puntos en el plano de Mohr. Se recomienda doblar los esfuerzos. En arena seca, la línea de resistencia debe apuntar al origen del plano de Mohr.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

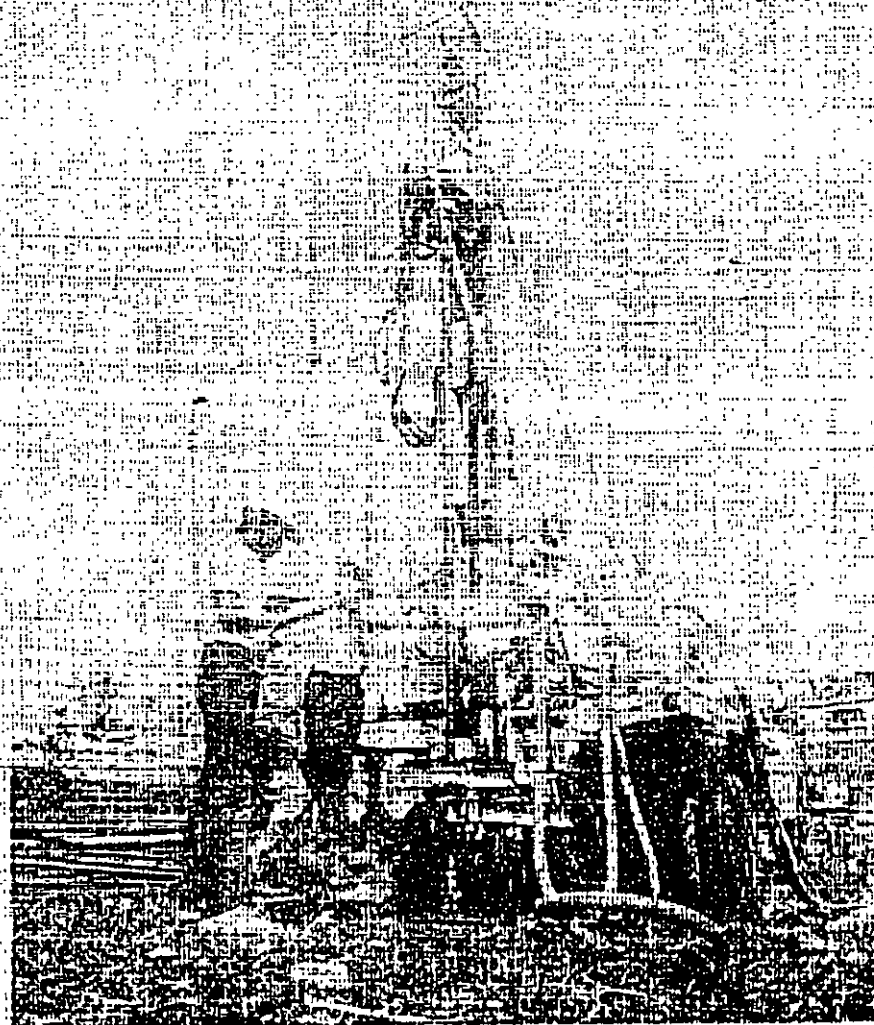
TEMA

**ANEXO
(MANUAL DE EXPLORACIÓN GEOTECNICA)**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**



MANUAL DE EXPLORACION GEOTECNICA



SECRETARIA GENERAL DE OBRAS
DEL DEPARTAMENTO DEL
DISTRITO FEDERAL

MEXICO, D.F. 1988.

**MANUAL DE
EXPLORACION GEOTECNICA**

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS

MEXICO DF NOVIEMBRE DE 1988

INDICE

INTRODUCCION	1
PRESENTACION	3
CAPITULO 1 REQUISITOS DE EXPLORACION	5
1 INTRODUCCION	5
2 ZONIFICACION	5
3 EXPLORACIONES	7
CAPITULO 2 ANTECEDENTES GEOLOGICOS	11
1 CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS	11
1.1 GENERALIDADES	11
1.1.1 Marco geológico general	11
1.1.2 Marco paleoclimático	12
1.1.3 Marco vulcanológico	13
1.1.4 Estratigrafía general	14
1.2 DEPOSITOS DEL LAGO	15
1.2.1 Proceso de formación de los suelos	15
1.2.2 Evolución de las propiedades mecánicas	16
1.2.3 Características estratigráficas	18
1.3 DEPOSITOS DE TRANSICION	21
1.3.1 Características generales	21
1.3.2 Condición interestratificada del poniente	21
1.3.3 Condición abrupta cercana a los cerros	21
1.4 DEPOSITOS DE LAS LOMAS	22
1.4.1 Características generales	22
1.4.2 Zona poniente	22
1.4.3 Zona norte	24
1.5 TECTONICA	25
1.5.1 Antigua	25
1.5.2 Intermedia	25
1.5.3 Moderna	25
2 ZONIFICACION GEOTECNICA	26
2.1 ZONA DEL LAGO	26
2.1.1 Lago Virgen	27
2.1.2 Lago Centro I	27
2.1.3 Lago Centro II	27

2.2 ZONA DE TRANSICION	27
2.2.1 Interestratificada del poniente	27
2.2.2 Abrupta cercana a los cerros	29
2.3 ZONA DE LOMAS	30
3 REFERENCIAS	33
CAPITULO 3 EXPLORACION GEOTECNICA	35
3.1 RECONOCIMIENTO GEOLOGICO	35
3.2 SUPERVISION GEOTECNICA	36
3.3 METODOS GEOFISICOS	40
3.3.1 Refracción sísmica	40
3.3.2 Resistividad eléctrica	43
3.4 METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO	46
3.4.1 Pozo a cielo abierto	46
3.4.2 Cono eléctrico	49
3.4.3 Cono mecánico	54
3.4.4 Penetración estándar	58
3.4.5 Tubo de pared delgada	66
3.4.6 Tubo dentado	68
3.4.7 Barril Denison	70
ANEXO 1 Control y protección de las muestras inalteradas	73
3.5 TECNICAS DE PERFORACION	73
3.6 DETECCION DE CAVERNAS	73
3.7 BROCCAS PARA PERFORACION DE SUELOS	88
CAPITULO 4 CONCLUSIONES	93

2020

INTRODUCCION

El Departamento del Distrito Federal, a través de su Secretaría General de Obras y Servicios, ha decidido la elaboración del presente *Manual de Exploración Geotécnica*, para que constituya un apoyo decidido a los Ingenieros Civiles dedicados a la mecánica de suelos, y lo utilicen como una guía que les ayude a resolver el reto que significa obtener muestras de buena calidad de los depósitos del subsuelo de la Ciudad de México, teniendo en cuenta los orígenes tan diversos de los cuales provienen.

El buen comportamiento de un proyecto de Ingeniería Civil desarrollado en esta ciudad, depende en gran medida de la ejecución de un estudio cuidadoso de Mecánica de Suelos, y éste a su vez, se apoya fundamentalmente en realizar un muestreo de calidad, ya que dependiendo de la excelencia de éste, será la confiabilidad del estudio completo.

Teniendo en cuenta los diversos orígenes de los cuales provienen los suelos del Valle de México, no existe un procedimiento único que pueda aplicarse para obtener de ellos muestras de buena calidad, razón por la cual es indispensable que los trabajos de exploración geotécnica sean supervisados continuamente y cuidadosamente por un ingeniero especializado en esta área de la mecánica de suelos.

Lo anterior permitirá afrontar los proyectos que habrán de construirse en el futuro, con un conocimiento firme del comportamiento del subsuelo, que reflejado en el proyecto arquitectónico y estructural de las obras, permitirán garantizar su estabilidad aún ante sismos tan intensos y de características tan peculiares como fueron los ocurridos en 1985.

ALGO ESPECIAL PARA NOSOTROS
EL SABER CIVIL

PRESENTACION

Como resultado de los programas de exploración geotécnica que continuamente está desarrollando el Departamento del Distrito Federal para el proyecto y construcción de las líneas del Metro en constante desarrollo, en 1987 editó un Manual de Diseño Geotécnico (ref 1), en el cual se condensaron las principales actividades que debe realizar un Ingeniero Civil especializado en mecánica de suelos, para llevar a buen término el proyecto geotécnico para una línea del Metro.

En el manual citado se discutieron temas fundamentales como son: a) los antecedentes geológicos de la cuenca del Valle de México (capítulo en el cual por vez primera se publicaron avances recientes sobre el tema) a partir de los cuales se propone una zonificación detallada del área metropolitana; b) las técnicas de exploración y muestreo que con mayor eficiencia pueden utilizarse dependiendo de los tipos de suelos que hay en el Valle; c) los ensayos de laboratorio más usuales; d) los criterios de diseño aplicables a la solución del Metro en cajón; e) la supervisión geotécnica que debe realizarse tanto en la etapa de proyecto como durante la construcción y, f) la instrumentación que es necesario instalar para conocer el comportamiento de la estructura con el tiempo.

De este manual destacan los temas a, b y e, por lo cual el DDF decidió actualizarlos y complementarlos en el presente *Manual de Exploración Geotécnica*, incluyendo la normatividad que a este respecto ha editado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, que forman parte del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en vigor.

El manual está constituido por tres capítulos:

- 1 Requisitos de exploración
- 2 Antecedentes geológicos
- 3 Exploración geotécnica

En el primero se presenta un resumen de los requisitos mínimos de exploración especificados por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal; el segundo contiene una breve descripción de las características geológicas y geotécnicas del subsuelo de la Ciudad de México; y en el tercero se presentan, en detalle, los requisitos mínimos para asegurar buena calidad de las muestras que se extraen del subsuelo, con fines de Ingeniería Civil.

En este último capítulo se han tratado, siempre que fue posible, los siguientes temas:

- Objetivo
- Equipo necesario
- Operación del equipo
- Resultados obtenidos
- Interpretación de resultados
- Comentarios, y
- Referencias

Las referencias se han incluido para el lector que requiere documentarse más ampliamente sobre cada tema, y se colocaron al final de cada uno de ellos para su fácil localización.

REFERENCIAS

1. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), Manual de Diseño Geotécnico, Volumen 1, México.

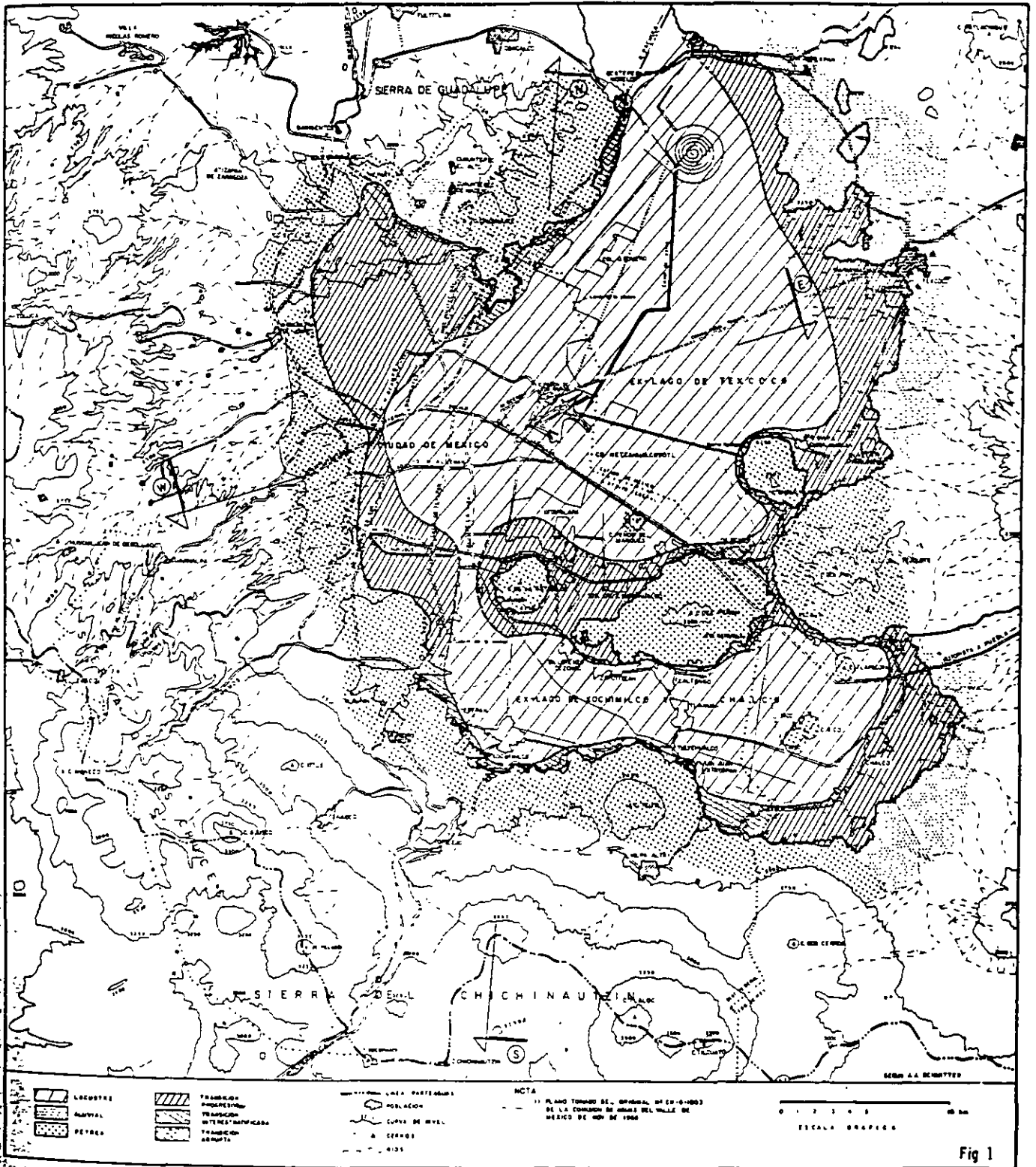


Fig 1

En la zona II de transición la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III (de lago), además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

3 EXPLORACIONES

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 1. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas.

Para su aplicación, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la tabla 1) será de uno por cada 60 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 100 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en este estrato.

c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir, basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación (ver Capítulo 3):

- Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas con la herramienta de penetración estándar. Se usarán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales *superficiales* de la zona I y de los *estratos resistentes* de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas de especímenes obtenidos en dichos sondeos.

- Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se determinarán a partir de contenido de agua determinado previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

- Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. No será aceptable basar el diseño exclusivamente en este tipo de exploración.

- Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril, que se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación.

- Sondeos de percusión o con equipo tricónico, que serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

Adicionalmente pueden realizarse exploraciones a cielo abierto o con perforadoras neumáticas, dependiendo del tipo de suelo existente en el sitio y el objetivo de la exploración.

Los Capítulos 2 y 3 contienen comentarios y directrices específicas para realizar los trabajos de exploración de manera confiable para garantizar la buena calidad de las muestras que se obtengan.

TABLA 1. REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

Zona	$w \leq 5 \text{ t/m}^2$	$w > 5 \text{ t/m}^2$
	$P \leq 60 \text{ m}$	$P > 60 \text{ m}$
	$D \leq 2.5 \text{ m}$	$D > 2.5 \text{ m}$
I (de lomas)	1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y oquedades	1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos; galerías de minas, grietas y otras oquedades
	2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante	2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta de la subestructura pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.
	3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas	
II (de transición)	1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas	1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas
	2) Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índices de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante	2) Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
	3) En caso de considerar en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 bajo zapatas, o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.	3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

Notas:

- w peso unitario medio de la estructura
P perímetro de la construcción
D profundidad de desplante

TABLA 1. REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO
(Continuación)

$w \leq 5 \text{ t/m}^2$
 $P \leq 60 \text{ m}$
 $D \leq 2.5 \text{ m}$

$w > 5 \text{ t/m}^2$
 $P > 60 \text{ m}$
 $D > 2.5 \text{ m}$

- 1) Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas
- 2) Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas, o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o campo realizadas.

- 1) Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos deberán permitir obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

III
(de lago)

Notas:
w peso unitario medio de la estructura
P perímetro de la construcción
D profundidad de desplante

ANTECEDENTES GEOLOGICOS

1. CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado para las distintas líneas del Metro.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la línea 7. En cuanto a las zonas del lago y transición, la exploración del subsuelo con el cono eléctrico y muestreo inalterado selectivo ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta metodología de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al corte, fenómenos que ocurren en pocos años y aún en meses a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades

mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial, b) mejorar la técnica del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y fisuración de las muestras inalteradas de suelos blandos, d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación del campo.

1.1 GENERALIDADES

Para comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, es necesario considerar los siguientes tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

1.1.1 Marco geológico general

La cuenca de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig 1). El conjunto de rellenos contiene

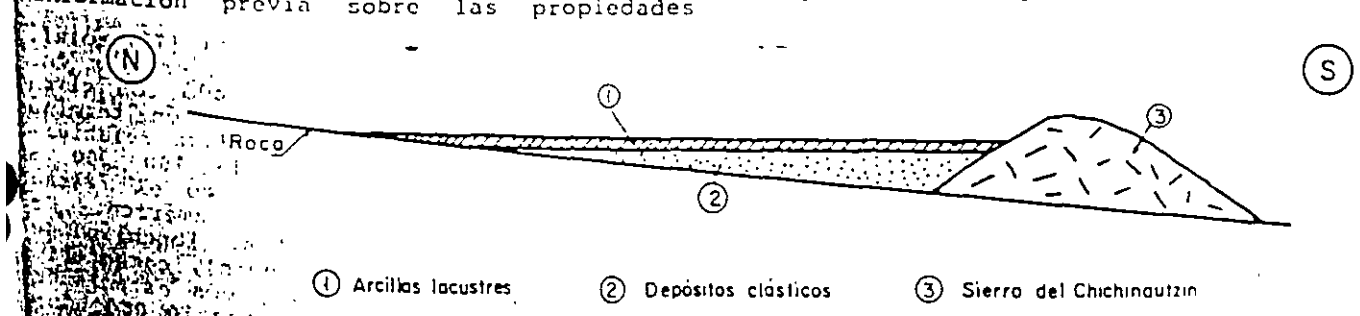


FIG 1. ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO

ERA TERTIARIA
EPOCENO

además capas de cenizas y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos o tobas, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces café y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlán, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno central; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos de sedimentos transicionales (figs 2 y 3), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.

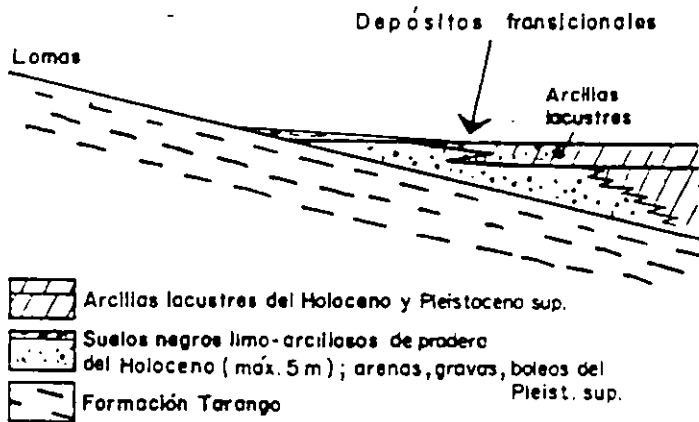


FIG 2. ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DE LA TRANSICION LOMAS-PLANICIE DE UN "DELTA" ALUVIAL

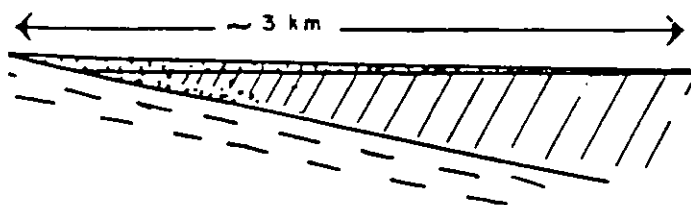


FIG 3. ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DE LA TRANSICION LOMAS-PLANICIE FUERA DE UN "DELTA" ALUVIAL

1.1.2 Marco paleoclimático

El clima uniformemente cálido y a menudo de sértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central Mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. La causas de esta mutación, que afectó a toda la Tierra hace dos millones de años, aún s desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a fríos, los que s fueron acentuando hasta hace un millón d años (fig 4), cuando se inició una primer gran glaciación (Nebraska), con una duració aproximada de 100 000 años. Siguió un laps de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo período de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un laps extenso de clima caliente de uno 200 000 años. Este intervalo se denomina e Norteamérica el *Yarmouth* o el *Gran Interglacial*; imperó hace 400 000 a 600 000 años e todo el orbe.

años antes de hoy		
10 ⁴		Holoceno - Reciente
80-10x10 ³	4a	Glaciación : Wisconsin 3 Avances
100-80x10 ³	3er	Interglacial Sangamon
300-100x10 ³	3a	Glaciación : Illinois 2 Avances
400-600x10 ³	2o	Gran Interglacial: Yarmouth
?	2a	Glaciación: Kansas
?	1er	Interglacial:
~900x10 ³	1a	Glaciación: Nebraska

FIG 4. PERIODOS GLACIALES E INTERGLACIALES

Siguió un tercer período glacial (Illinois) para el cual se han podido determinar avances separados por un periodo con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100 000 a 80 000 años; se le conoce como el *7o Interglacial* o *Sangamon* en Norteamérica. nuevo se fue enfriando el clima, imponiendo la cuarta glaciación (Wisconsin), caracterizada por tres oscilaciones y dos estadios de clima moderado; terminó hace 10 000 años aproximadamente. Es entonces que principia el *Holoceno o Reciente*, período climático

derado, tendiendo a caliente, o sea el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, ha pasado por dos períodos de glaciación, el *Illinois* y el *Wisconsin* y dos interglaciales, el *Yarmouth* y el *Sangamon*, tal como se describe en la fig 4.

Investigaciones recientes (ref 1) han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al *Illinois*. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en roca atribuibles a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (*Illinois Inferior*). Aún más, arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del *Illinois Superior*.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como productos de erosión glacial. Representan estas tres barrancas avances del *Illinois Tardío*, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al *Tercer Interglacial* o sea el *Sangamon*.

Hay que señalar que todas las manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo Interglacial o sea el *Yarmouth*. Este horizonte indicador paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciales, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrecaban importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo llamado loess en el Lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; con este mecanismo se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración físico-química de loess glacial.

1.1.3 Marco vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro del Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo

son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina, con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cúbicos de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Zona de Lomas.

Entre sus erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules que errumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel, hará 170 000 años, es decir, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los flujos piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias, avanzando hasta distancias de 20 km del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

Así como se produjeron flujos piroclásticos y lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo) arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz arenolosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del *Illinois Inferior*, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento los deposita en laderas durante períodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como en el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del *Sangamon*; abundan por Cuajimalpa.

Relacionados con los períodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de Las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluvio-fluviales ("Deltas").

1.1.4 Estratigrafía general

a) Depósitos del lago

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

Como consecuencia de lo anterior, se presentaron transgresiones y regresiones lacustres. El resultado práctico de esta alternancia fue la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí la depositación de arcillas lacustres; en las partes marginales, (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos de pradera.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente sencillo interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres períodos interglaciales (clima moderado a caliente). El clima de la cuenca de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una *geología climática* de los depósitos del lago (ref 1). Además se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de las Lomas al poniente de la ciudad.

Zeevaert presentó en 1953 (ref 2) la

primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) ha adicionado información reciente, fundamentalmente sobre la interpretación de edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre las Lomas y la planicie; en esta interpretación estratigráfica de la planicie ya no se habla de formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango, ya que estas unidades litológicas, con excepción de la Tarango, no se prolongan de las Lomas al relleno lacustre aluvial.

En la fig 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) *Depósito de transición.* Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, en desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie (fig 6).

El lago central nunca fue profundo, ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales acumulaban consecuentemente en el quiebre morfológico y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre inferior; las aportaciones de los glaciares que bajaron en el *Illinois Interglacial* hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

c) *Depósitos de Las Lomas.* En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.

- El depósito en las barrancas de arenas, y

- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de

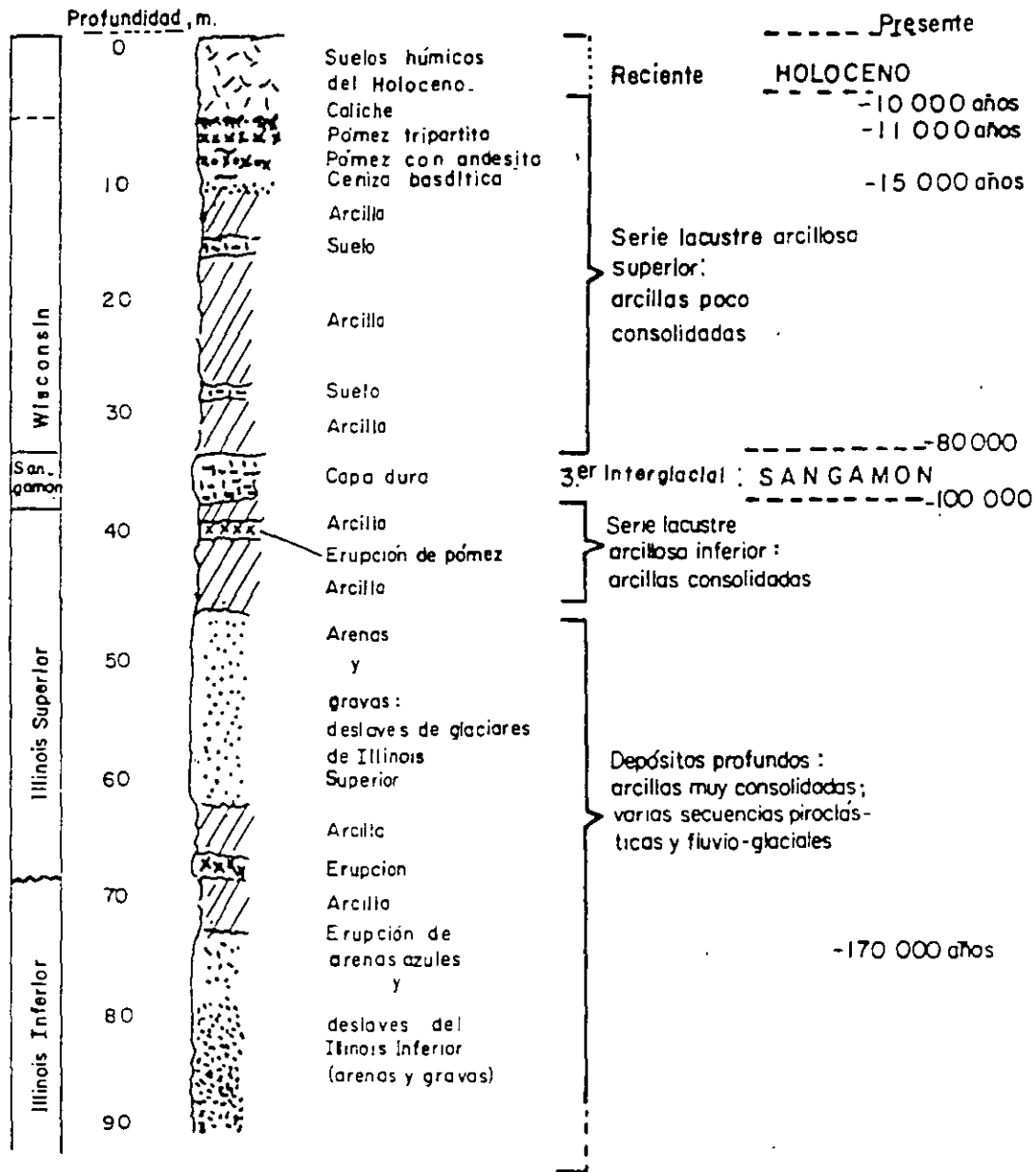


FIG 5. ESTRATIGRAFIA DE LA PLANICIE LACUSTRE, CIUDAD DE MEXICO

erupciones (flujos piroclásticos rosas y azules).

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés, según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un lapso que cubre el último medio millón de años.

2 DEPOSITOS DEL LAGO

2.1 Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales eólicos, aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambien-

te lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los períodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas areno-

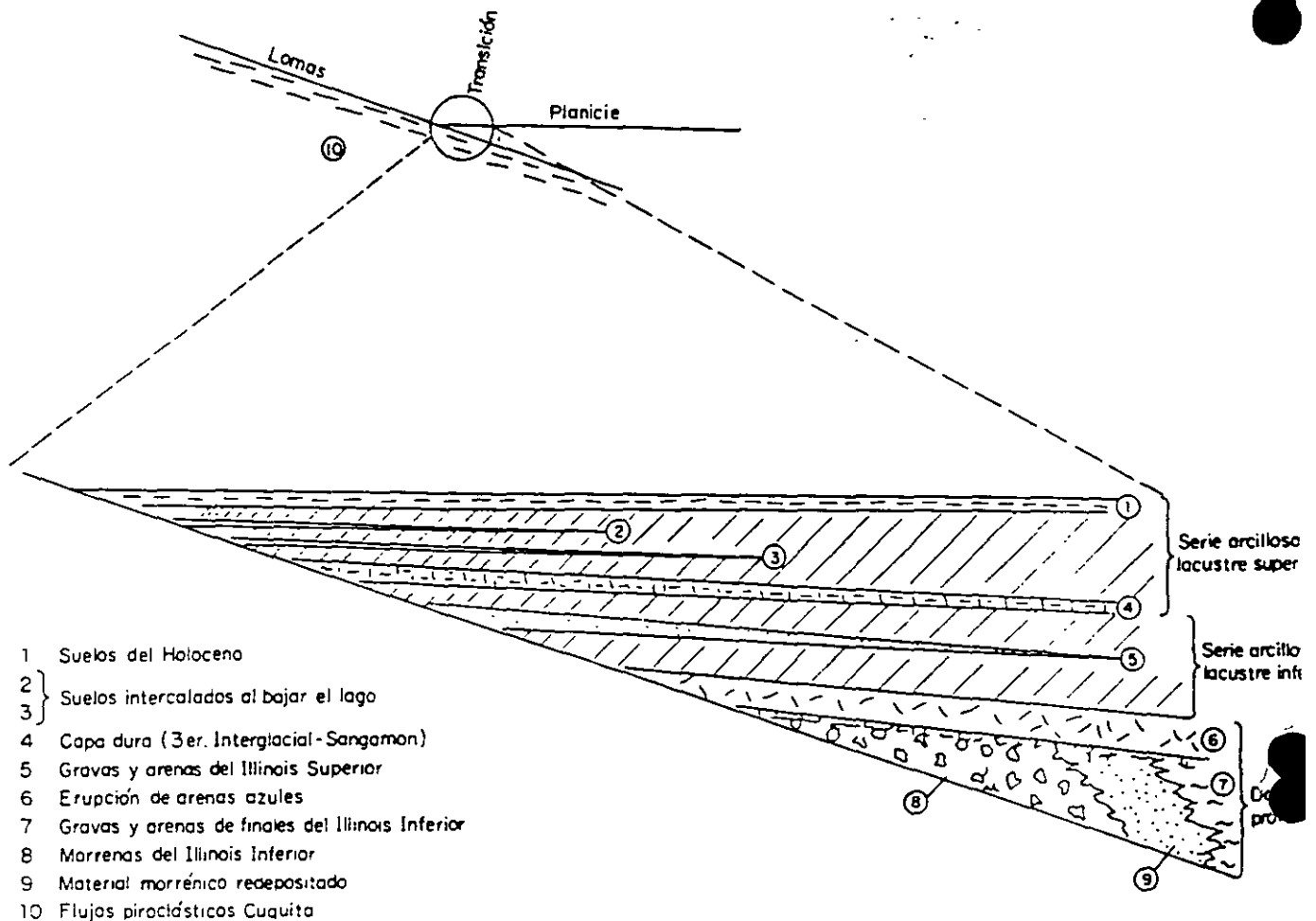


FIG 6. ESTRATIGRAFIA DE LA ZONA DE TRANSICION

sas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y aún llegan a desaparecer al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago Texcoco, mostrando que esta región tuvo escasos y breves períodos de sequía.

1.2.2 Evolución de las propiedades mecánicas

a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las ar-

cillas fueran algo más blandas y comprensibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para drenaje de aguas pluviales y negras, provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcillas.
- La extracción de agua del subsuelo ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos profundos a los superficiales.
- La construcción de estructuras que propiciado el reciente crecimiento urbano.

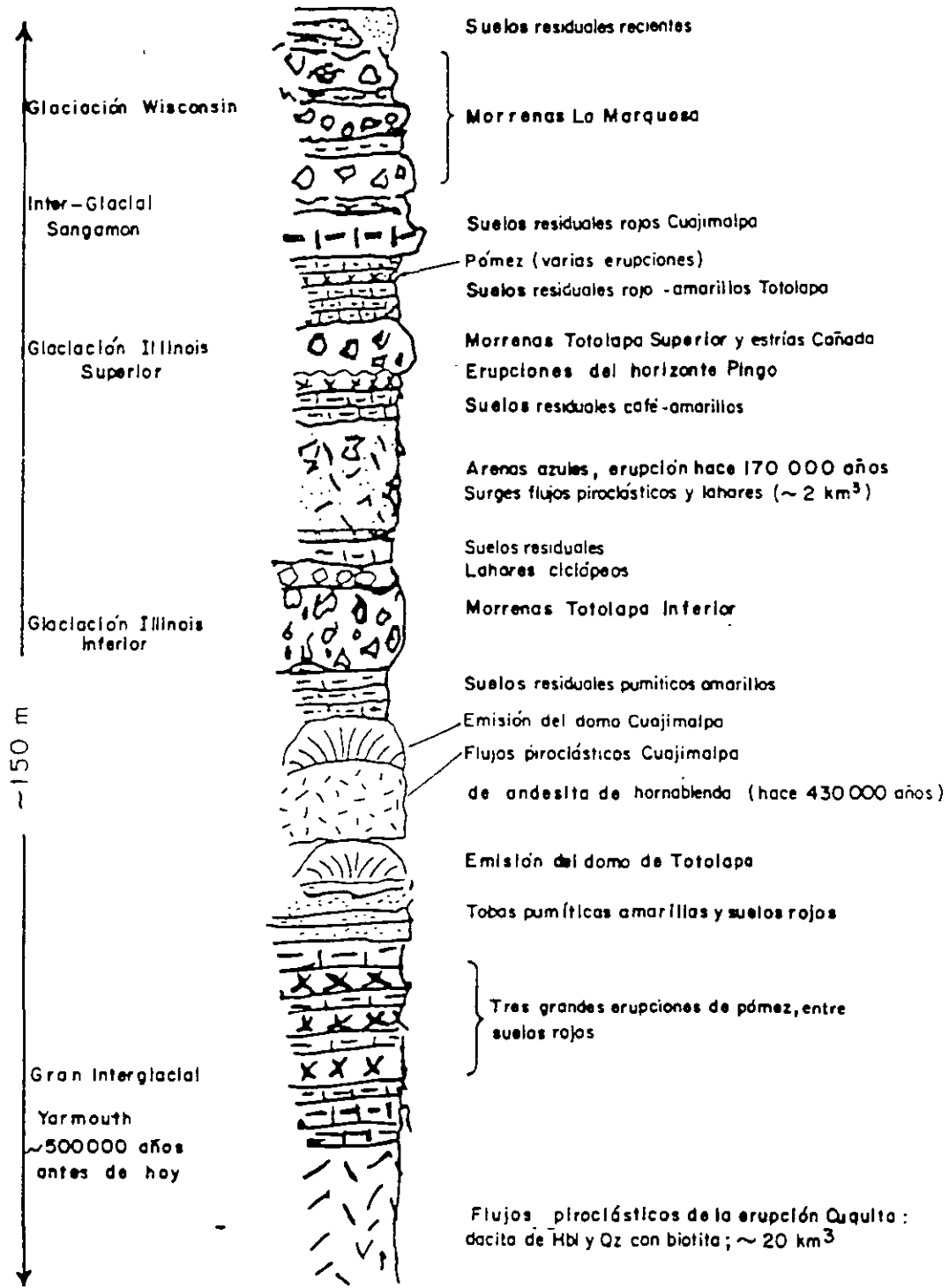
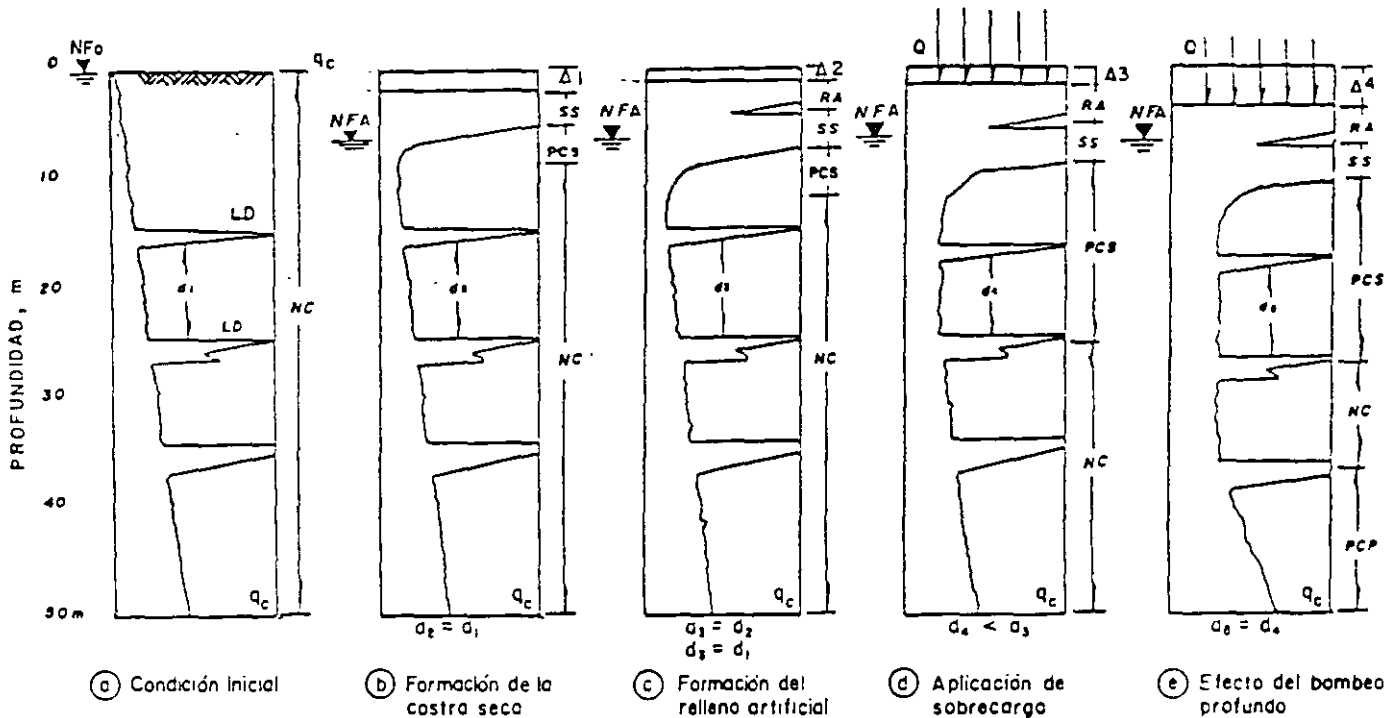


FIG 7. ESTRATIGRAFIA DE LAS LOMAS



NFO	Nivel freático Inicial	d_1	Espesor de un estrato de arcilla
NFA	Nivel freático abatido	RA	Relleno artificial
q_c	Resistencia de punta de cono	Q	Sobrecargas superficiales
NC	Suelo normalmente consolidado	$\Delta 1$	Diferencias de nivel por asentamientos y rellenos
LD	Lentes duros	PCS	Suelo preconsolidado superficial
SS	Costra seca por exposición al sol	PCP	Suelo preconsolidado profundo

FIG 8. EVOLUCION DE LA RESISTENCIA AL CORTE

c) Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrita esquemáticamente en la fig 8.

1.2.3 Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

- Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre 1 y 7 m.
- Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

- Costra seca (SS). Se formó como consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares (Altitermal).

b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.

Estratigrafía entre la superficie y la capa dura

- Estratos principales
- Estratos secundarios

- Costra superficial
- Arcillas preconsolidadas superficiales
- Arcillas normalmente consolidadas
- Arcillas preconsolidadas profundas
- Capas de secado solar
- Lentes de arena volcánica
- Lentes de vidrio volcánico

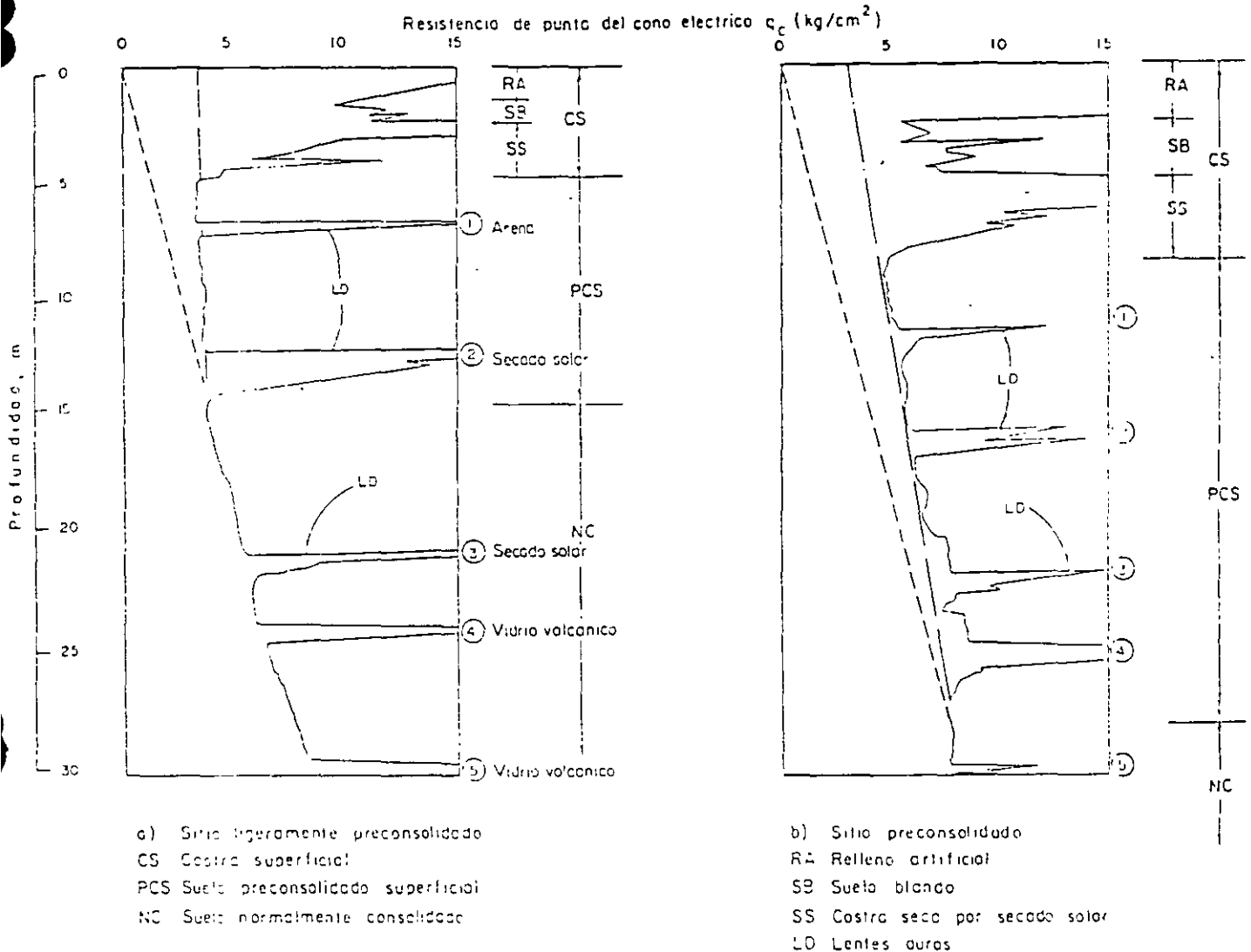


FIG. 9. PERFILES TIPO DE LOS SUELOS DE LA ZONA DEL
VAGU, EN FUNCIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE
INTERPRETADA CON CONO

En la fig. 9 se ilustran dos ejemplos de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa:

- Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.
- Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo mencionados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las

sobrecargas actuales; porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

- Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.
- Lentes duras (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duras que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

- c) Capa dura. La capa dura es un depósito heterogéneo en el que predomina material limo arenoso con lentes de arcilla y ocasionales gravas, tiene una cementación muy variable; su espesor es variable desde

casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos 5 m en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon, que se caracterizó por ser un período de sequía y calor. La

fig 10 demuestra que por lo menos ocurrieron dos fases de sequía que provocaron el secado solar de los suelos y su consecuente endurecimiento, generándose suelos limosos y limo-arenosos, que pueden estar erráticamente cementados con carbonatos de calcio.

En algunas zonas, esta capa tiene lentes intercalados de arcillas, que corresponden a un tiempo húmedo entre ambas fases.

De lo anterior se desprende que su resistencia es variable, así como su espesor, los cuales gradualmente aumentan del oriente al poniente, como se puede observar en la fig 11, en la que se muestran tres sondeos del tramo que corresponde a la capa dura, ordenados según el sentido indicado.

d) Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

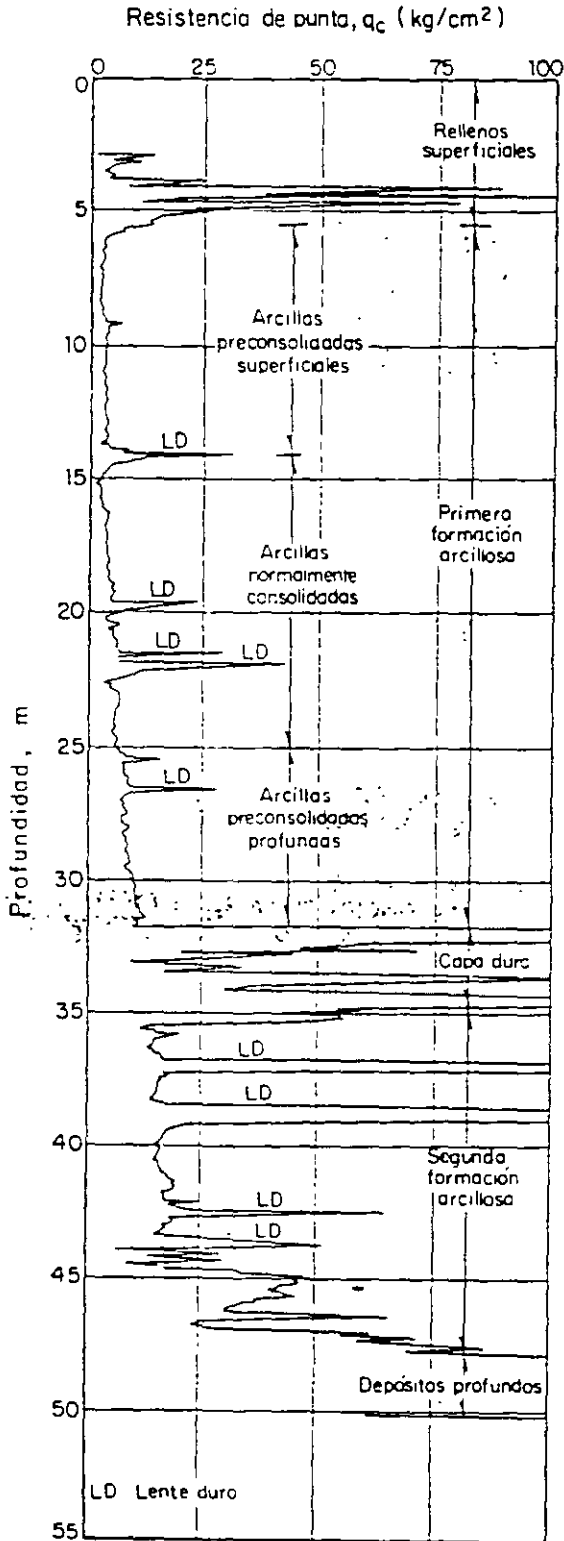
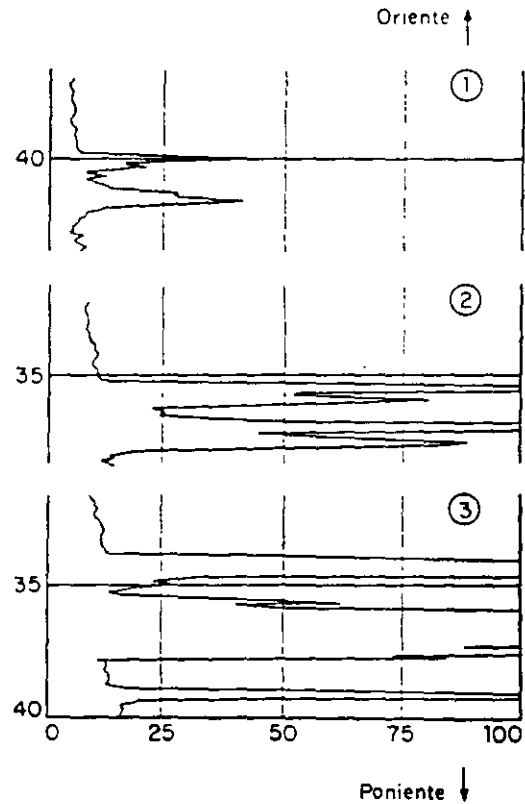


FIG 10. SONDEO DE CONO EN EL CENTRO DE LA CIUDAD DE MEXICO



UBICACION DE LOS SONDEOS

- ① Ciudad Deportiva (La Magdalena)
- ② San Antonio Abad y L. Alamán
- ③ Ayuntamiento y Dolores

FIG 11. SONDEOS QUE ILUSTRAN LAS VARIACIONES DE LA CAPA DURA

e) Depósitos profundos. Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de uno a 5 m, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

1.3 DEPOSITOS DE TRANSICION

1.3.1 Características generales

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales, de origen aluvial, se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos; así se generaron dos tipos de transiciones: *interestratificada y abrupta*; ambas condiciones se describen a continuación.

1.3.2 Condición interestratificada del po-niente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (figs 2 y 3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica; así, cuando los glaciares en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo en la sierra.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una zona de *transición interestratificada ancha* al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, lanánicos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Ángel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig 12). Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el pie de Las Lomas sobre 2 o 3 km al oriente formando las riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuauhtepoc hacia el sur.

1.3.3 Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (fig 14). Esta transición abrupta se presenta en el Peñón de Los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre, interrumpida por numerosos lentes duros de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 15.

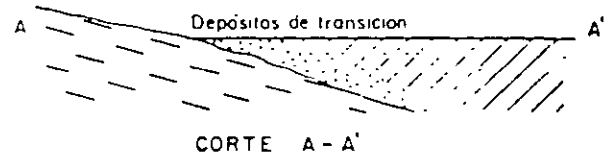
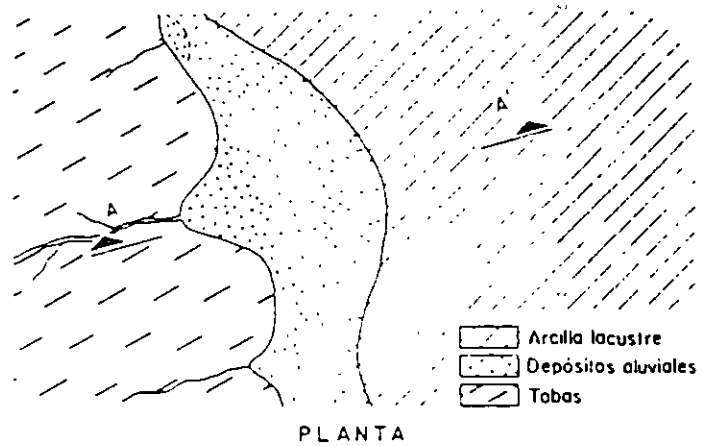


FIG 12. TRANSICION INTERESTRATIFICADA ANCHA

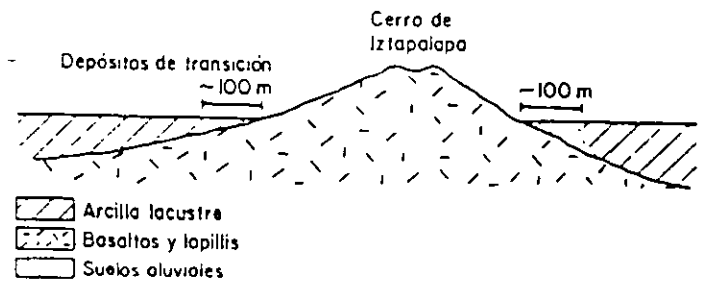


FIG 13. TRANSICION INTERESTRATIFICADA ANGOSTA

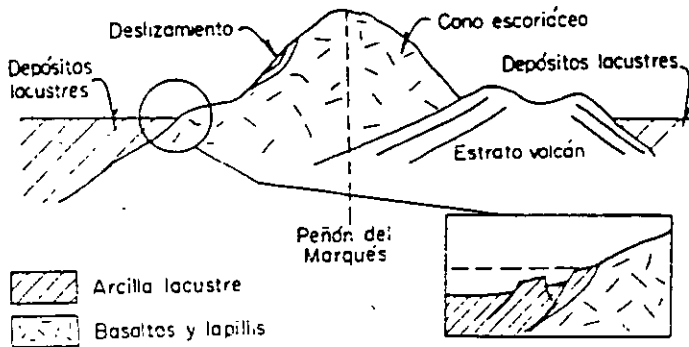


FIG 14. TRANSICIÓN ABRUPTA DE ISLOTE A DEPOSITOS LACUSTRES; FALLAS Y FOSAS POR GRAVEDAD

En estas zonas de transición abrupta, donde la consolidación de los suelos está muy avanzada, se desarrollan fisuras superficiales que profundizan hasta más de 20 m; el mecanismo de fisuración se esquematiza en la fig 16, en ella se señala el área de fisuración A y otra B a 60 m, en la cual todavía no se han desarrollado las fisuras. La comparación de los sondeos de cono de esas dos áreas (fig 17), hace evidente que entre 9 y 12.5 m de profundidad, el cono A coincidió con una de esas fisuras y por ello la resistencia aparece tan baja. En el sitio B, entre las mismas profundidades, se obtuvo una resistencia mayor que en el A, pero menor que la envolvente esperada, debido a que el suelo se encuentra en estado de tensión (y eventualmente fisurado), por lo que acusa mediciones de resistencia tan bajas.

1.4 DEPOSITOS DE LAS LOMAS

1.4.1 Características generales

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvio-glaciales y glaciales más antiguos.

1.4.2 Zona poniente

a) Sierra de las Cruces

Se formó a partir del Plioceno Superior, extendiéndose su actividad hasta el Pleistoceno Superior (Sangamon).

Varios escudo-volcanes andesítico-dacíticos de estructura compleja, componen esta sierra. Cada aparato está constituido por cumbres lúvicas y extensos abanicos volcánicos. Se caracterizan estos últimos por la acumulación de materiales piroclásticos producidos principalmente en períodos de actividad explosiva; subsecuentemente estos fueron retransportados por agua, aire y hielo.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos:

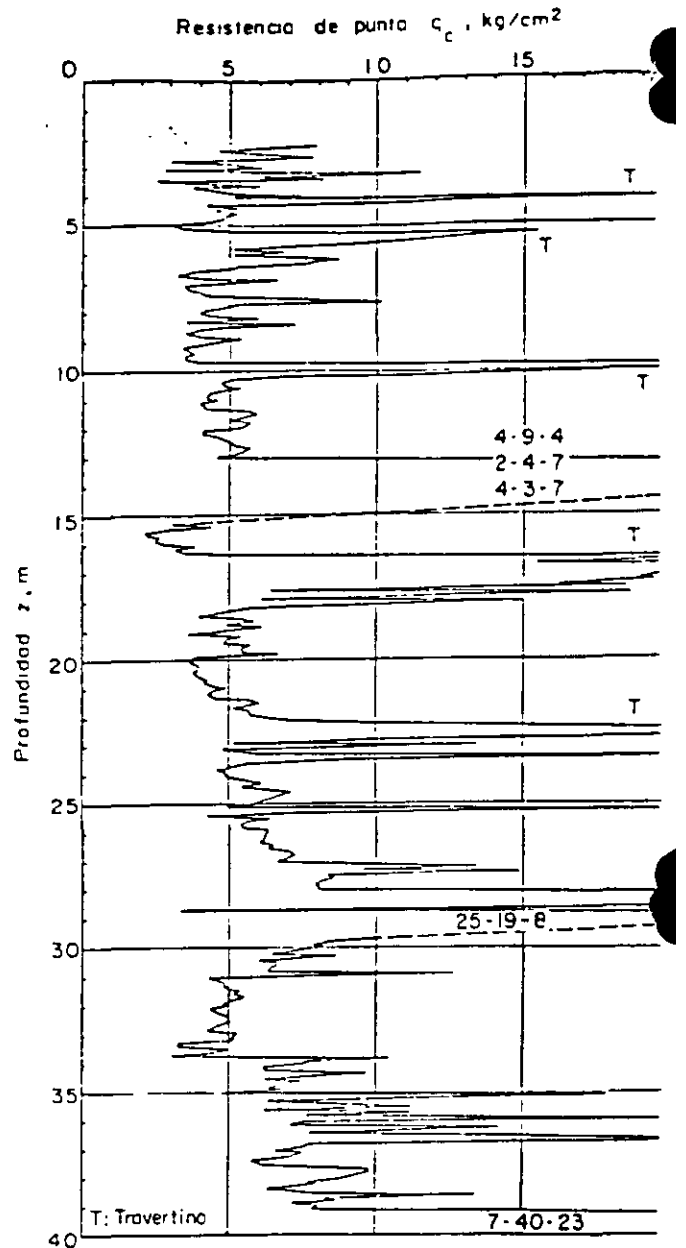


FIG 15. SONDEO DE CONO ELECTRICO CERCANO AL PEÑÓN LOS BAÑOS

- Capas de erupciones pumíticas plinicas correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia; se deposita como lluvia en estratos de gran uniformidad hasta lugares muy distantes cráter.

- Flujos piroclásticos (nuées) de gran volúmenes de grava, bloques y arena (Arenas Azules, Arenas Rosas, Cuquita)

- Lahares calientes correspondientes a rientes impulsadas y lubricadas por ses y agua condensada. Están asociadas a erupciones de flujos piroclásticos.

- Lahares fríos son acumulaciones de material piroclástico arrastrado por corrientes lubricadas por agua de

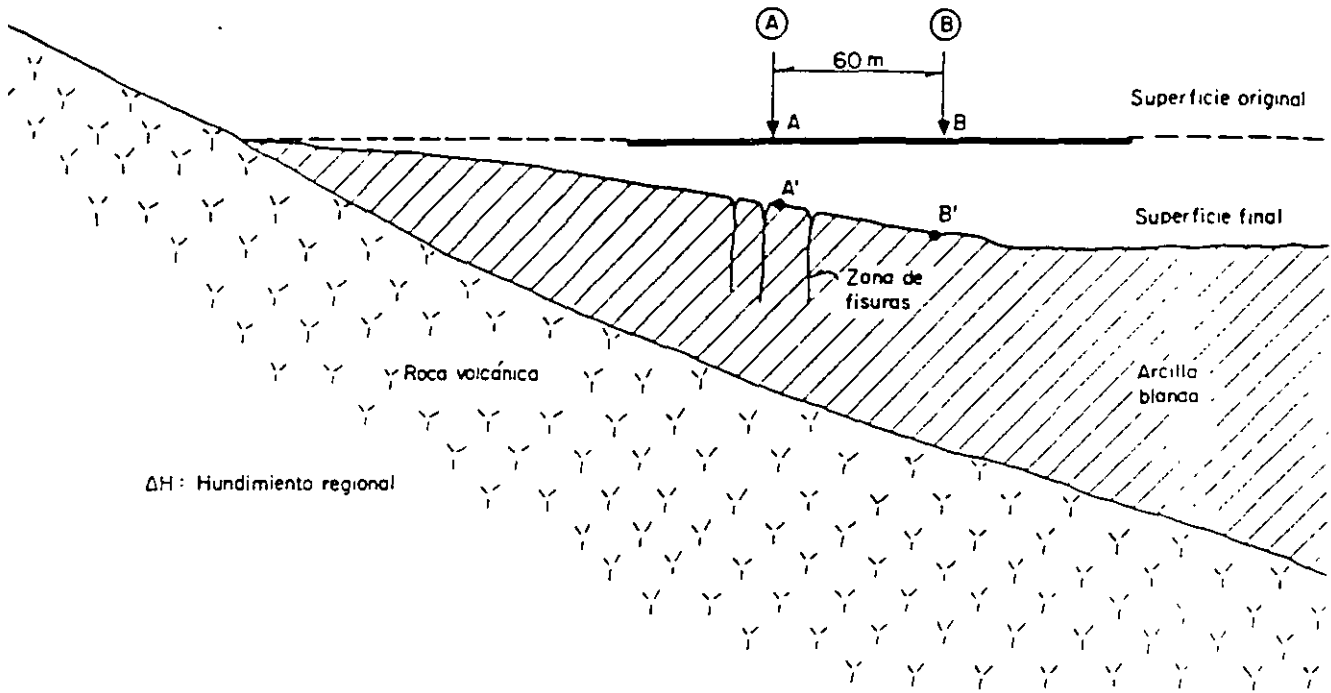


FIG 16. MECANISMO DE FISURACION

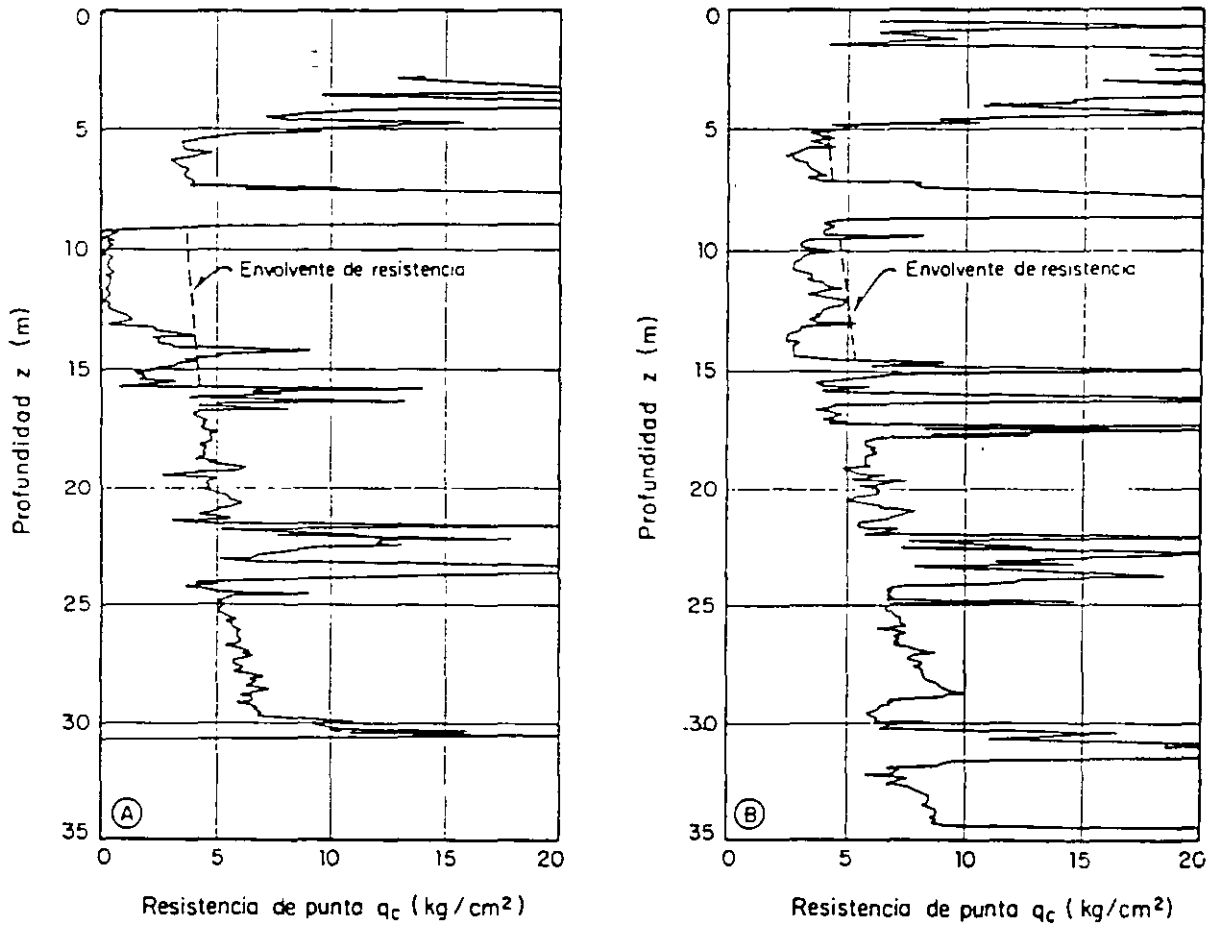


FIG 17. DETECCION DE FISURAS

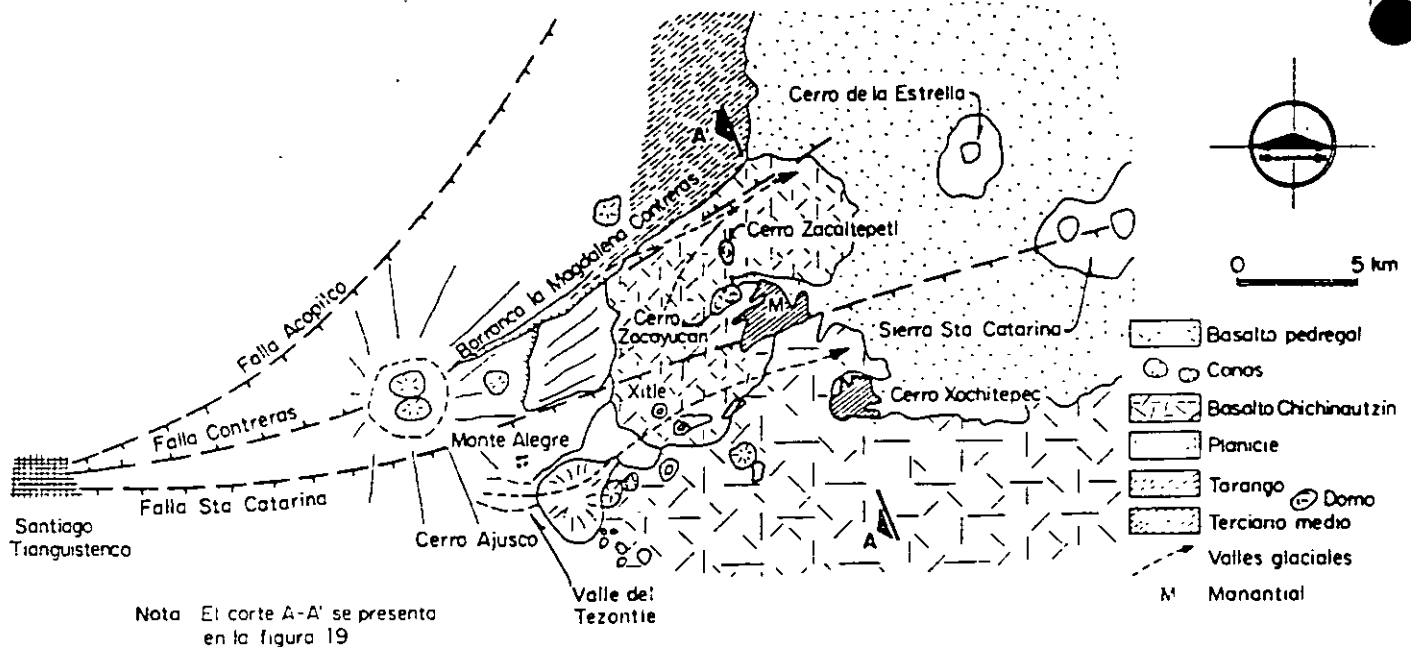


FIG 18. GEOLOGIA DEL PEDREGAL XITLE

vias torrenciales inmediatas a la erupción.

- *Depósitos fluvio-glaciales* producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial.
- *Depósitos fluviales estratificados* correlacionables con la Formación Clástica Aluvial del relleno de la Cuenca de México.
- *Suelos*: producto de la alteración de las distintas unidades litológicas, de cenizas y acumulaciones de polvo eólico. Son de color rojo cuando están asociados a climas húmedos calientes; de color amarillo y subdesarrollados cuando son producto de climas áridos y fríos.

b) Pedregal del Xitle

Del cerro del Xitle descendió, hace unos 2000 años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltepetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (fig 18). A la zona cubierta por lava se le identificaba como los pedregales de San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

Por otra parte, debe haber existido un importante valle aún más al Sur, entre las fuentes brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; éste tuvo su cabecera en el cerro del Tezontle. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior.

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de La Magdalena Contreras hasta las partes bajas del antiguo valle, acercándose a lo que hoy es San Angel.

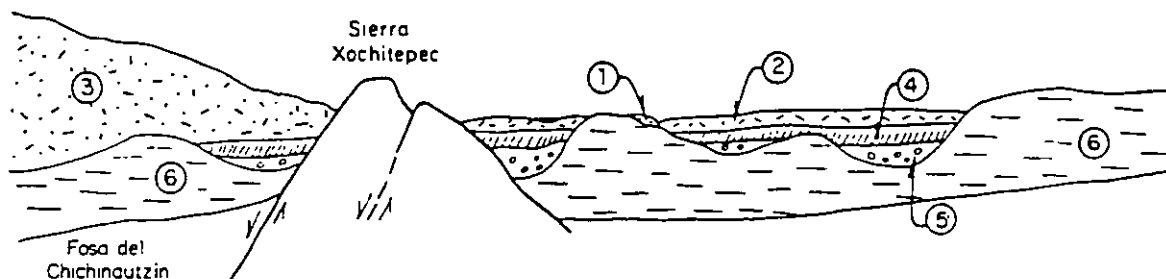
Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel, así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel pueden existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas; en el corte geológico de la fig 19 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

1.4.3 Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe; se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que extienden desde el Tepeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra es afectada por un graben que se extiende ENE, formando el valle de Cuauhtepac; en

SSE

NNW



- | | |
|--------------------------------|---|
| 1. Aluvi3n | 4. Tobas, arenas azules y dep3sitos fluviales |
| 2. Basaltos Pedregal del Xitle | 5. Acarreos ca3ticos, fluvioglaciales |
| 3. Basaltos Chichinautzin | 6. Formaci3n Tarango (flujos piroclasticos Cuquito) |

FIG 19. SECCI3N CHICHINAUTZIN-LOMAS CORTANDO EL PEDREGAL DE SAN ANGEL

extremo septentrional de dicho graben y gen3ticamente ligado a 3l, se eleva un volc3n, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones m3s altas de la sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Padres.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe se remonta al Plioceno Superior; consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. Sigue un tectonismo al ENE; forma la fosa de Barrientos. Enseguida salen los domos grandes (Tenayo, Chiquihuite, etc.) mientras se va formando la fosa de Cuauhtepec, dirigida al NE. En su borde N crece un volc3n con caldera (Pico del Aguila). Un renovado tectonismo al ENE (Chichinautzin) afecta la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Pleistoceno.

Una caracter3stica de la sierra de Guadalupe son los potentes dep3sitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pum3tico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el Plioceno Superior y Pleistoceno.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones clim3ticas produjeron per3odos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosi3n pluvial y e3lica, form3ndose peque3os dep3sitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de M3xico a consecuencia de la formaci3n de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por dep3sitos aluviales y lacustres en el Sur, Este y Norte; de estos dep3sitos emerge esta sierra hoy como pen3sula.

1.5 TECTONICA

Tres fases de tect3nica contribuyeron a formar la cuenca:

1.5.1 Antigua

Los sedimentos marinos del Cret3cico parecen obedecer a plegamientos laram3dicos que forman frentes al oeste. En el Norte, al Este de Apaxco, aparece el Cret3cico inferior cabalgando al Oeste; tambi3n las calizas en el Sur, en el 3rea de Cuernavaca, revelan frentes plegados dirigidos al Oeste. De lo anterior se concluye que tambi3n debajo de la cuenca los plegamientos estar3n dirigidos al Oeste (fig 20).

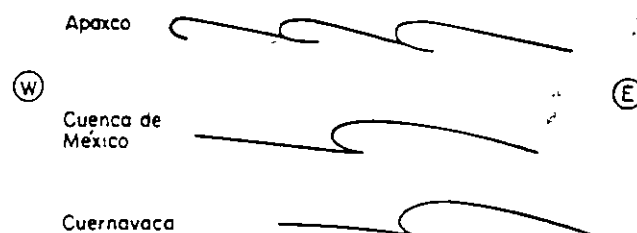


FIG 20. PLEGUES LARAMIDICOS DIRIGIDOS AL PONIENTE EN CALIZAS DEL CRETACICO

1.5.2 Intermedia

Entre 1000 y 2500 m de profundidad se encuentran secuencias volc3nicas del Oligoceno, productos de una subducci3n en una trinchera antigua, frente a la costa occidental de M3xico. Estas vulcanitas se depositaron en grabenes dirigidos al NW (fig 21,a).

1.5.3 Moderna

La nueva subducci3n en la Trinchera de Acapulco, activa desde fines del Mioceno hasta el Presente, ha reactivado e intensificado el antiguo fracturamiento oligoc3nico en el oriente y poniente de la cuenca, creando as3 las Sierras Nevada y de Las Cruces (fig 21,b). Tambi3n a la nueva subducci3n se debe la reactivaci3n o creaci3n de fracturas tect3nicas (fig 22) dirigidas al NW (Sistema Tlaloc-Apan) y aquellas dirigidas al ENE (Sistema Santa Catarina).

La tect3nica del 3rea urbana y su extensi3n a Las Lomas del poniente queda reproducida en la fig 22. Son reconocibles tres direcciones principales de fracturas y fallas: al NW, NE y

ENE. Los elementos más viejos por lo general se dirigen al NW; los más jóvenes al ENE. Los que corren al NE tuvieron su actividad máxima en el Pleistoceno inferior. Parece que el hinchamiento, tan típico de la FVTM, mantiene en actividad los tres sistemas en los flujos piroclásticos de las arenas azules, con edad de 170 000 años.

Además se registran fallas dirigidas WE en la Barranca de Santa Fé, que afectan los suelos rojos de Cuajimalpa (100 000 años) y producen desplazamientos de 20 m en el horizonte Yarmouth. Esto les da una velocidad de un 0.05 mm por año. Se les interpreta a estas fallas como de naturaleza lístrica, es decir, genéticamente ligadas a las emisiones de lavas del Chichinautzin; son probablemente variantes del sistema Santa Catarina (fig 23).

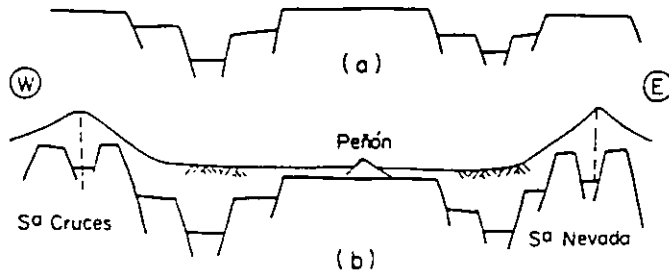


FIG 21. FOSAS DEL OLIGOCENO (a) Y DEL PLIO-PLEISTOCENO (b), DIRIGIDAS AL NW

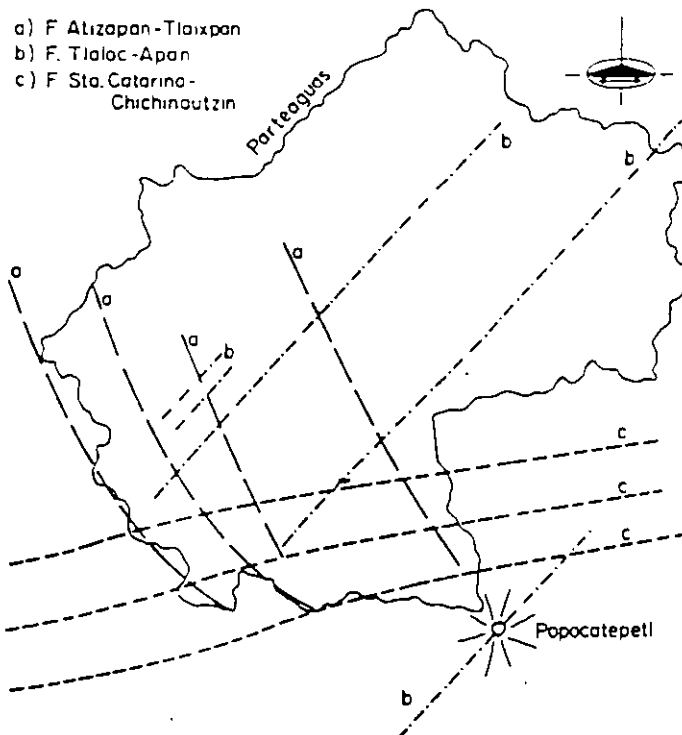


FIG 22. LOS TRES PRINCIPALES FRACTURAMIENTOS TÍPICOS DE LA CUENCA Y LA FAJA VOLCÁNICA TRANSMEXICANA (FVTM)

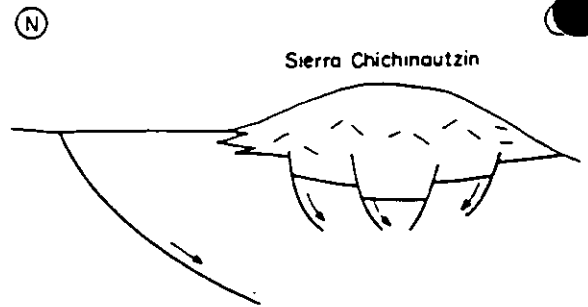


FIG 23. FALLAS LISTRICAS

2 ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustrales aluviales y volcánicos; en la fig 24 presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Mar y Mazari en 1959 (ref 3). Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir de forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea, así como identificar las alternativas de soluciones factibles a estudiar durante el diseño definitivo.
- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de línea.

2.1 ZONA DEL LAGO

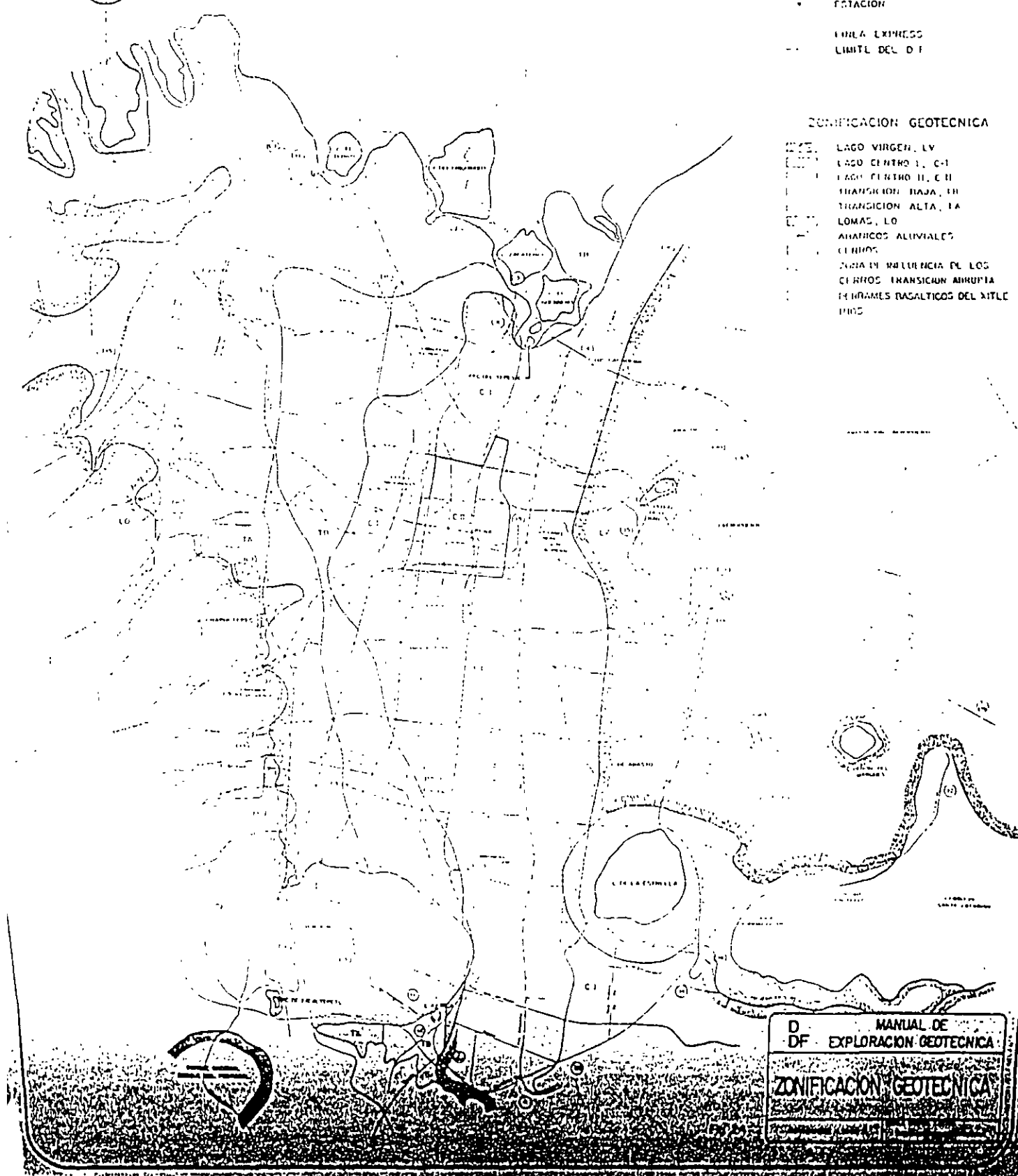
Esta zona se caracteriza por los grandes pesos de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 25), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización y historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas, dependiendo de la importancia relativa de los factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial; y b) la consolidación inducida en cada sitio.

TOPOLOGIA
DE LAS LINEAS DEL METRO

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

ZONIFICACION GEOTECNICA

- LAGO VIRGEN, LV
- LAGO CENTRO I, C-I
- LAGO CENTRO II, C-II
- TRANSICION BAJA, TB
- TRANSICION ALTA, TA
- LOMAS, LO
- ANAFICOS ALUVIALES, CA
- CERROS
- ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS TRANSICION ANTRUPIA
- TERRANES BASALTICOS DEL XITLE
- D.F.



D
DF
MANUAL DE
EXPLORACION GEOTECNICA
ZONIFICACION GEOTECNICA

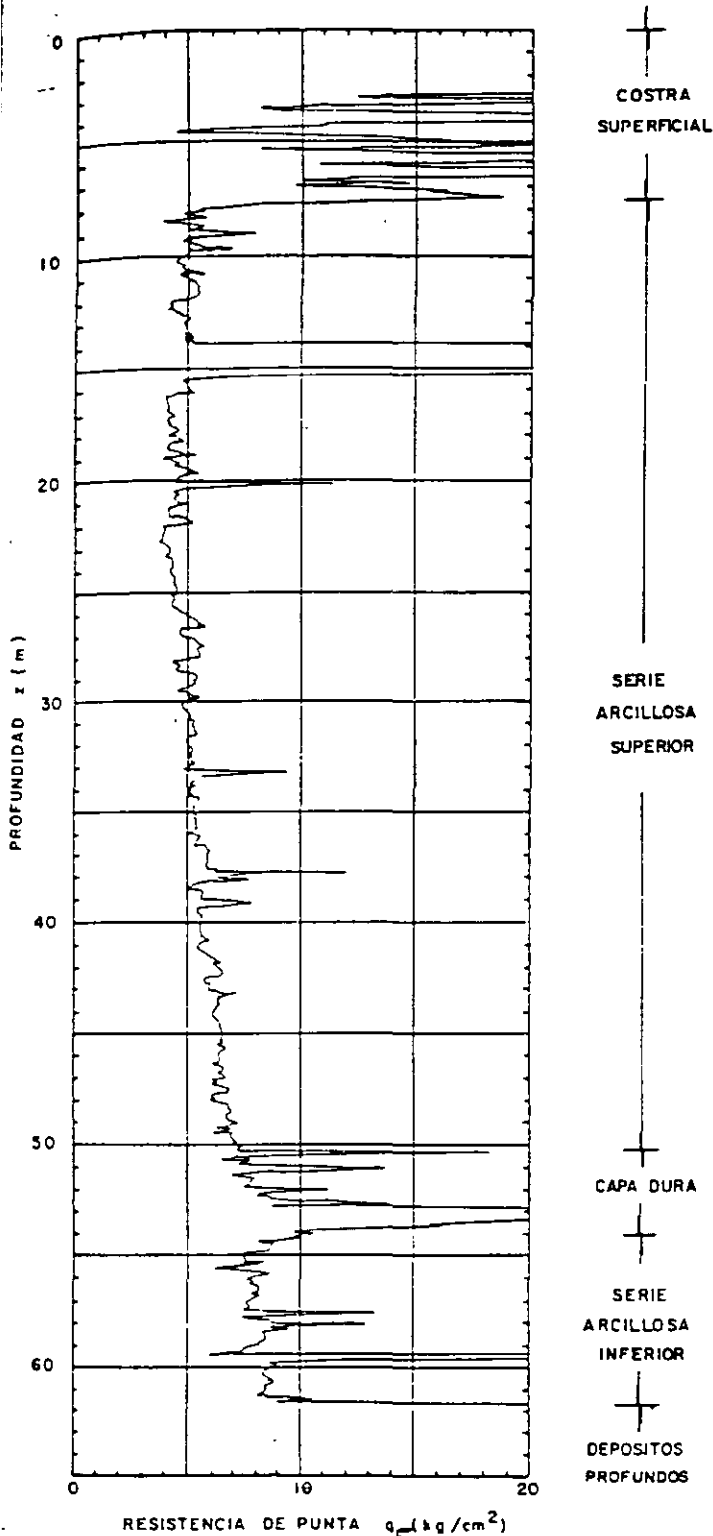


FIG 25. SONDEO ZONA DEL LAGO

2.1.1 Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona

de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo

La estratigrafía típica de la subzona *Lago Virgen* arriba de la Capa Dura se ilustra con la fig 26 en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

2.1.2 Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y Lago Centro II. Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 2 y en la fig 27 la resistencia de punta del cono eléctrico de la serie arcillosa; es interesante comparar esta figura con la fig 26 para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

2.1.3 Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la fig 28, que conviene comparar con las figs 26 y 27; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

2.2 ZONA DE TRANSICION

2.2.1 Interestratificada del poniente

En la franja comprendida entre las zonas del Lago y las Lomas; depositados en esta zona se alternan estratos arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de Transición y del Lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie. Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a las lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación:

Tabla 1 Estratigrafía y propiedades, Lago Virgen

Estrato *	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en °
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
Capa dura **	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	-

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

Tabla 2 Estratigrafía y propiedades, Lago Centro I

Estrato	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en °
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa dura*	3 a 5	1.5 - 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 - 1.35	5 a 8	-

* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

Tabla 3 Estratigrafía y propiedades, Lago Centro II

Estrato	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en °
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	-
Capa dura *	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

Tabla 4 Estratigrafía y propiedades, Transición Alta

Estrato	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en °
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4 a 6	1.3	5	0

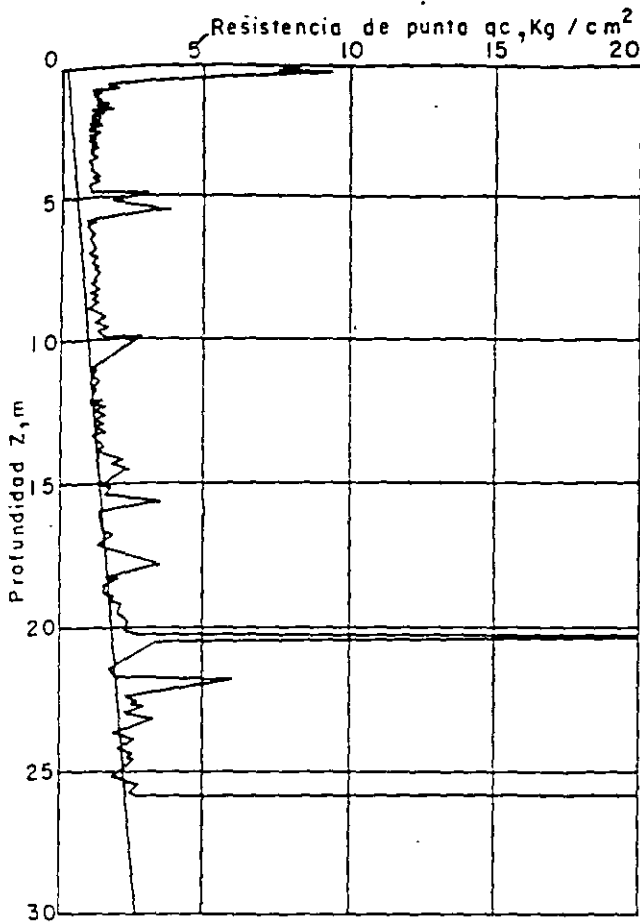


FIG 26. SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA DEL LAGO VIRGEN

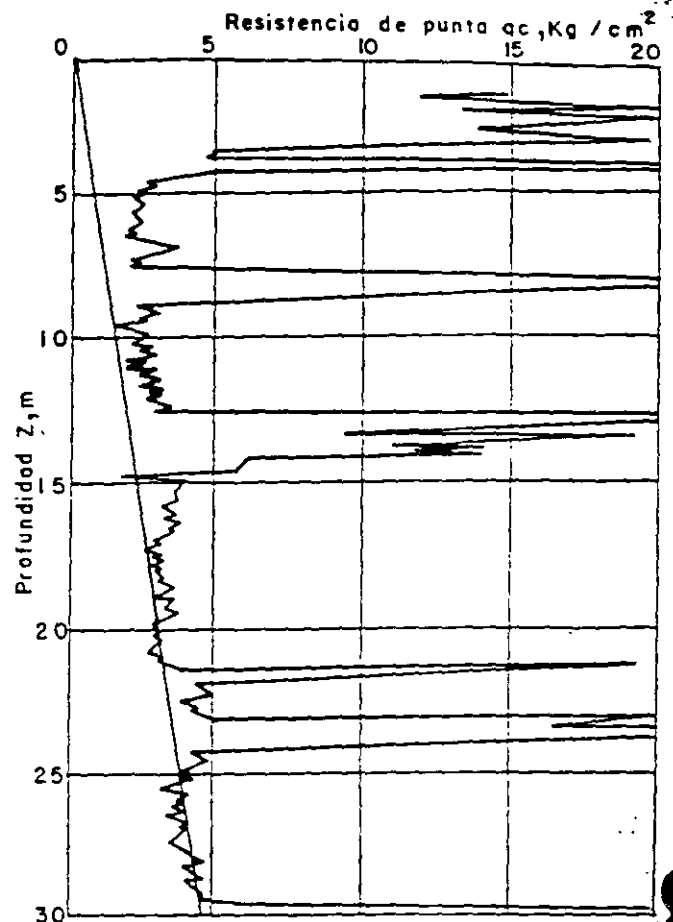


FIG 27. SONDEO CON CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA LAGO CENTRO I

a) Transición Alta

Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig 29).

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig 30).

b) Transición Baja

Corresponde a la transición vecina a la zona del Lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dió origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona de Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas de orden de 20 m, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la fig 31 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

2.2.2 Abrupta cercana a los cerros

Es la transición entre las zonas del lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.

La fig 15 ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

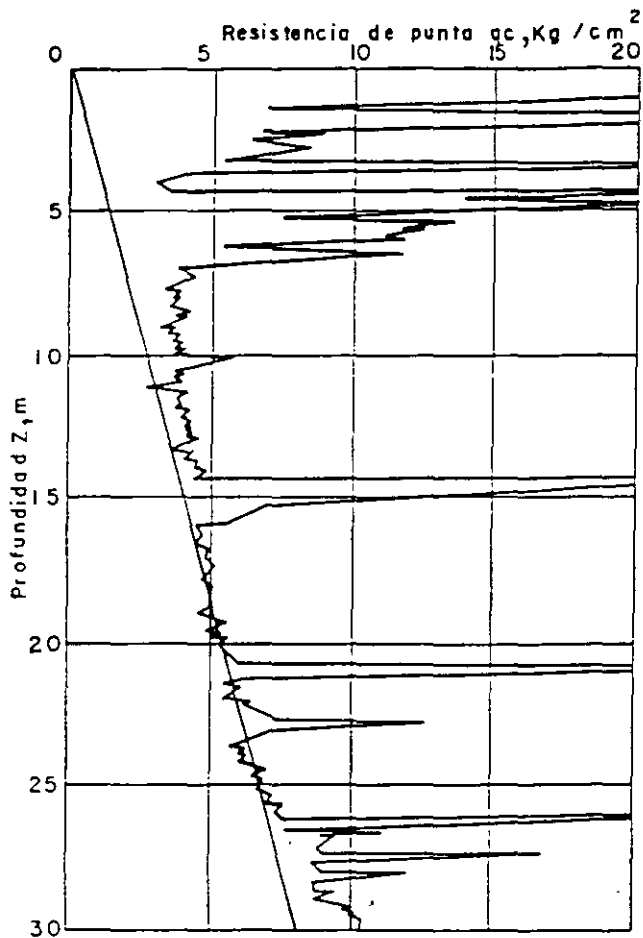


FIG 28 SONDEO CON CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA LAGO CENTRO II

2.3 ZONA DE LOMAS

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas
- Capas de erupciones pumíticas
- Lahares
- Avalanchas ardientes
- Depósitos glaciales
- Depósitos fluvioglaciales
- Depósitos fluviales
- Suelos

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

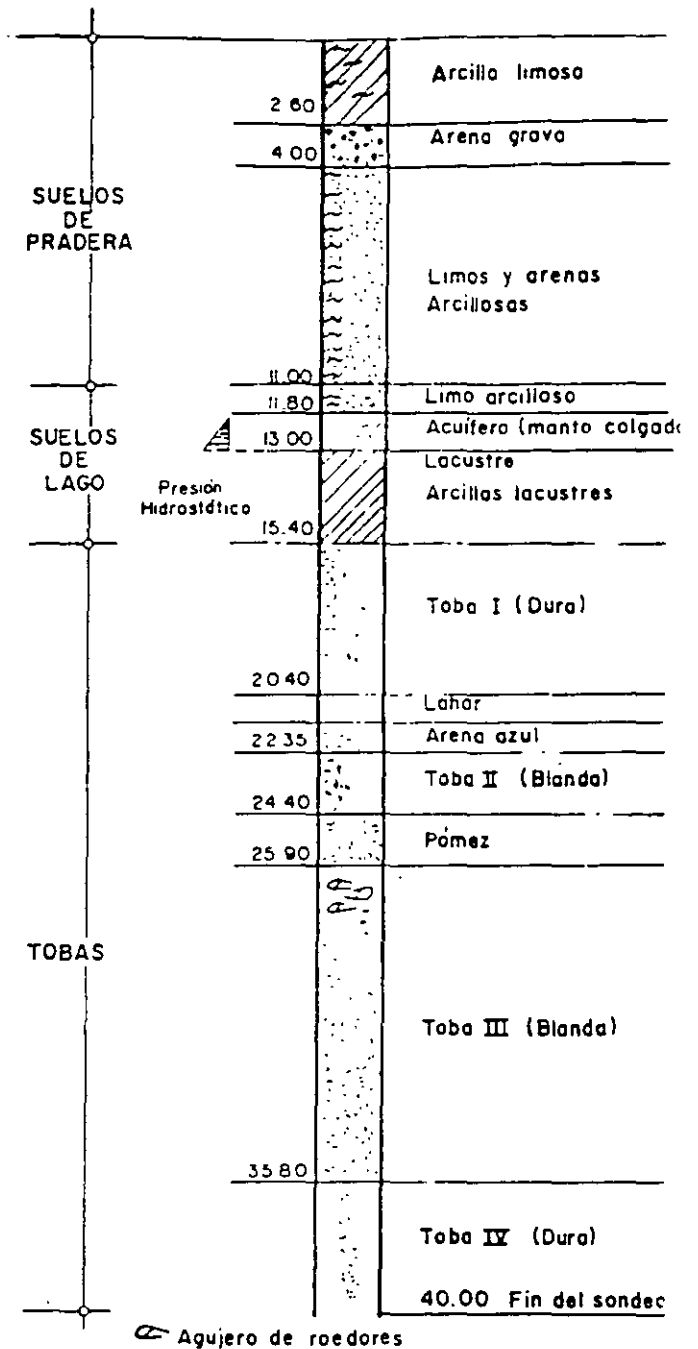


FIG 29. ESTRATIGRAFIA TIPICA EN LA ZONA DE TRANSICION ALTA

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generen bloques potencialmente inestables; estos bloques pueden moverse bajo la acción de un sismo o por el

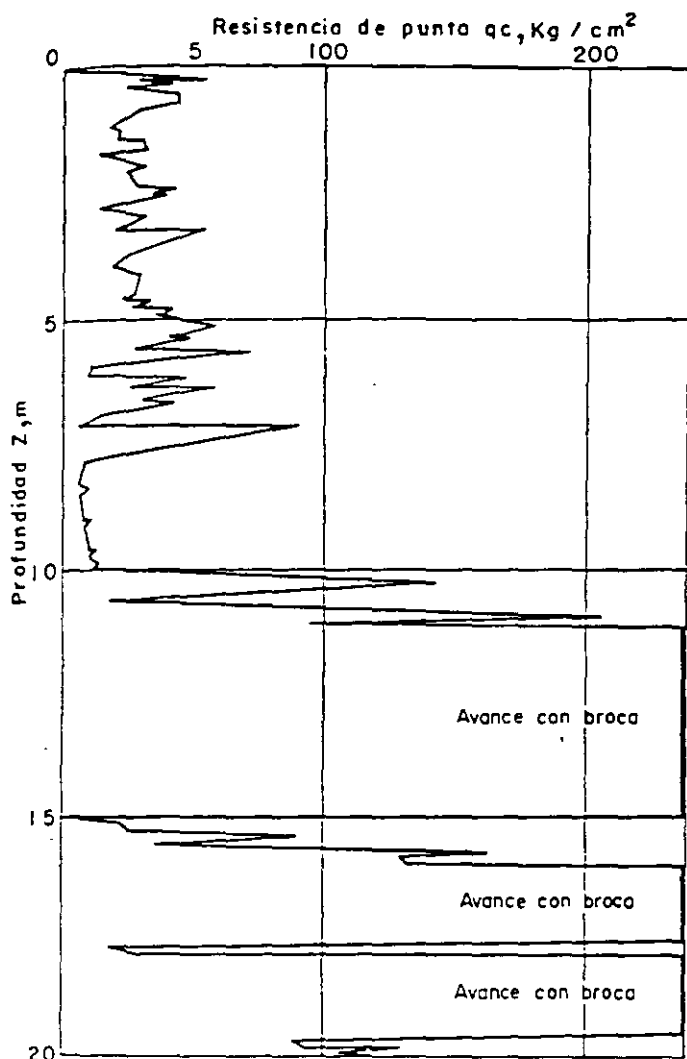


FIG 30. SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA TRANSICION ALTA

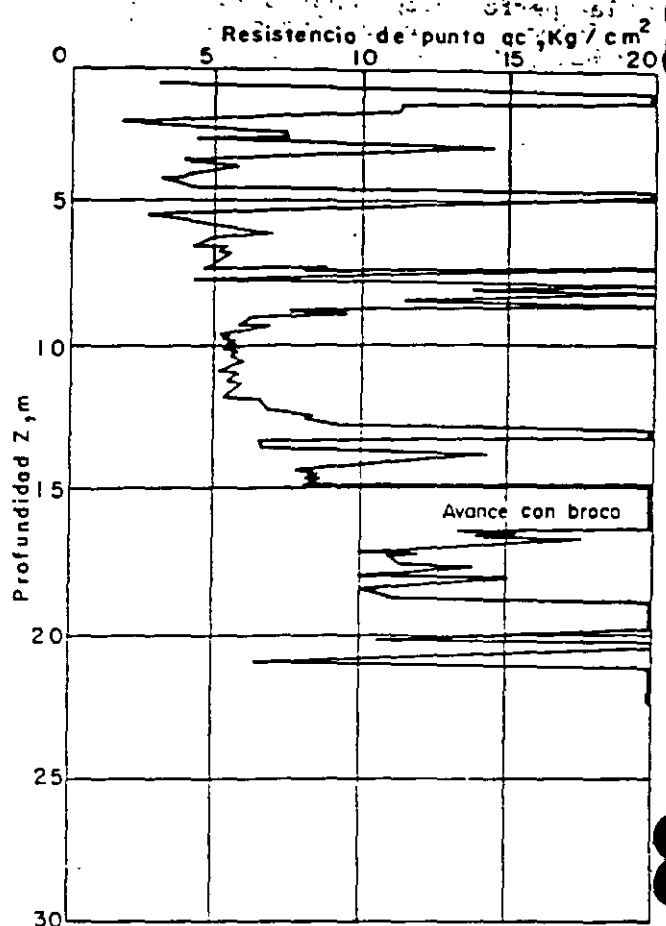


FIG 31. SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA TRANSICION BAJA

de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidos a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente, mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactados y depósitos glaciales y fluvioglaciales. Estos depósitos presentan una compacidad y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud crecientes, que sólo detienen su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle (fig 24), formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca, en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado.

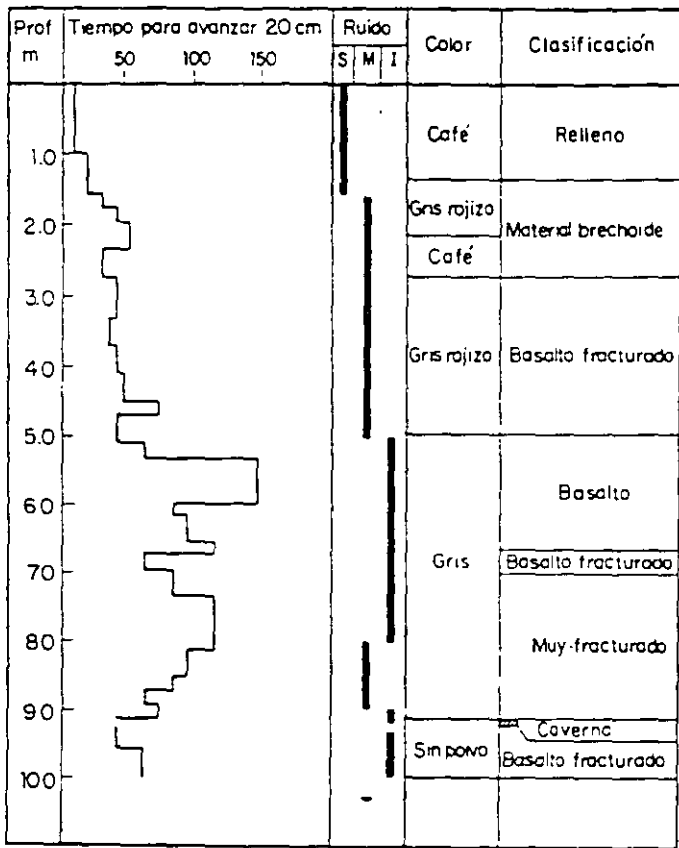
y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

Los accidentes que se observan en las coladas de basalto, son principalmente:

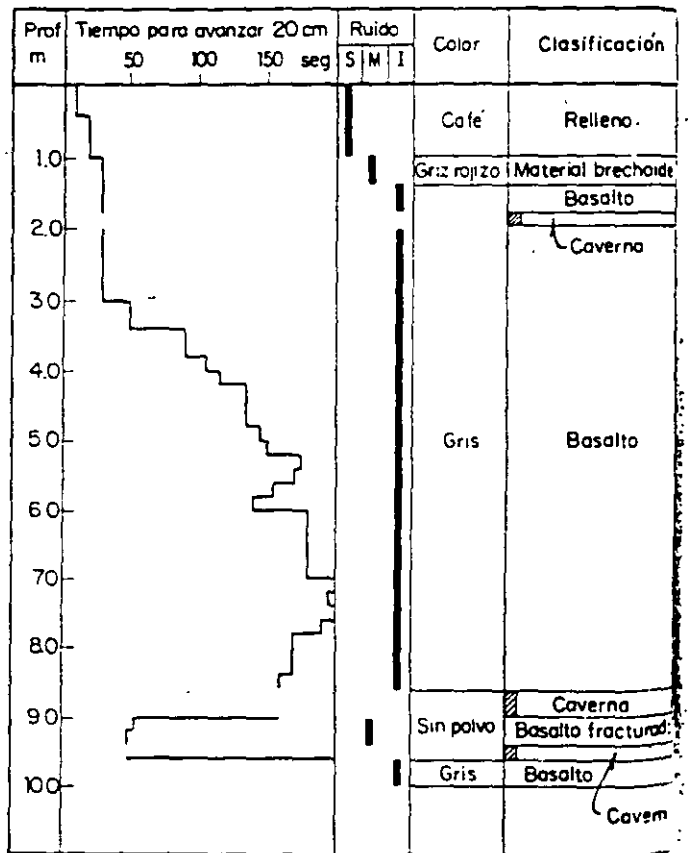
- Fracturas que pueden formar bloques independientes y desarrollar un mecanismo de falla
- Burbujas grandes o pequeñas; las primeras son cavidades por sí solas, mientras que las segundas constituyen zonas prosas débiles
- Vacíos entre coladas; generalmente son cavidades lenticulares, es decir, su desarrollo puede ocupar una zona amplia en planta, mientras que el espacio vacío vertical que dejan entre dos coladas puede ser apenas de unos centímetros. Este mismo fenómeno se ha observado entre la primera colada que se deposita y el terreno original.

Adicionalmente se han encontrado en los derrames del Xitle, cavidades en forma de túneles, que se prolongan por varias centenas de metros, y que están alojadas a lo largo de cauces anteriores a la colada; cuando ésta ocurre, la roca fundida fluye por el cauce, y al enfriarse paulatinamente su superficie y fronteras con el suelo, su parte central, aún fluida, escurre con mayor velocidad, generando una cavidad de este tipo.

La exploración de estos depósitos puede hacerse eficientemente con martillos neumáticos, valuando mediante una supervisión cuidadosa la velocidad de avance de la broca, la intensidad del ruido que produce, la coloración del material que está cortando y los caídos que ocurren de la tubería de perforación. Con base en esta información, pueden clasificarse los depósitos del subsuelo y estimar su estado general para fines de ingeniería civil, como se indica en las figs 32 y 33.



S Suave
M Medio
I Intenso



S Suave
M Medio
I Intenso

FIG 32. SONDEO A PERCUSION CON PERFORADORA NEUMATICA

FIG 33. SONDEO A PERCUSION CON PERFORADORA NEUMATICA

3 REFERENCIAS

1. Mooser F. (1985) Estudio geológico del valle de México, trabajo no publicado.
2. Zeevaert L. (1953) Outline of the stratigraphical and mechanical characteristics of the unconsolidated sedimentary deposits in the basin of the valley of Mexico. IV Congress INQUIA, Roma.
3. Marsal R.J. y Mazari M. (1959) El subsuelo de la Ciudad de México, Facultad de Ingeniería, UNAM.

CAPITULO 3

EXPLORACION GEOTECNICA

3.1 RECONOCIMIENTO GEOLOGICO

1. OBJETIVOS

El reconocimiento geológico para obras de Ingeniería localizadas en las zonas de lomas y de transición alta, observando pozos a cielo abierto excavados para este objetivo y para el muestreo inalterado, permitirá obtener la información geológica significativa para el diseño geotécnico que se describe a continuación. Por su parte, para las obras ubicadas en las zonas del lago y transición baja se hará la supervisión geotécnica que se describe en el inciso 3.2.

2. INFORMACION GEOLOGICA

Estratigrafía. Se determinará el espesor, características y origen de los estratos significativos del subsuelo; es importante definir el espesor de rellenos artificiales y su compacidad.

Discontinuidades. Las tobas de Las Lomas están afectadas por fracturamientos que pueden generar superficies de falla y bloques inestables. Debe investigarse con detalle la existencia de cavidades artificiales, túneles y galerías de antiguas minas, que también causan condiciones de inestabilidad inciso 3.6).

Geomorfología. La evolución geológica de cauces y barrancas ha formado diversas condiciones del subsuelo al pie de la zona de lomas, encontrándose desde suelos arcillosos blandos hasta aluvión suelto, lahares y aún morrenas; el reconocimiento geológico debe advertir sobre estas condiciones estratigráficas.

Hidrología. Conviene estudiar las condiciones de flujo superficial y subterráneo, comprobando la existencia de mantos freáticos colgados.

Condiciones inestables. Identificar los si-

tios en los que pudieran desarrollarse condiciones de inestabilidad en cortes y taludes.

Este fenómeno podría estar asociado a la pérdida de humedad en los cortes expuestos, así como a la disminución de resistencia al corte por humedecimiento de los suelos.

3. EXPLORACION GEOLOGICA

Con base en la información del reconocimiento superficial, un ingeniero geólogo deberá proponer (o revisar) el programa de exploración de la zona de lomas, el cual podrá estar integrado por las siguientes etapas:

3.1 Levantamiento geológico

Es un levantamiento detallado, en el que se registrarán minuciosamente las barrancas, prestando especial cuidado a la presencia de cavidades (inciso 3.6). El estudio de fotografías aéreas antiguas es siempre de mucha utilidad.

3.2 Exploración geofísica

La experiencia en la zona de lomas demuestra que los métodos geofísicos comunes (inciso 3.3) son poco confiables para detectar los diferentes estratos y para identificar cavernas (inciso 3.6); sin embargo, la constante evolución instrumental de estas técnicas podrá eventualmente incrementar su utilidad.

3.3 Exploración con sondeos

El procedimiento de exploración más adecuado para los suelos de lomas y de transición alta es el de pozos a cielo abierto (inciso 3.4), porque actualmente no se dispone de técnicas de muestreo confiables para esos suelos secos y duros; adicionalmente, estos pozos permiten la observación directa de los materiales del sitio.

3.2 SUPERVISION GEOTECNICA

1 OBJETIVOS

Los trabajos de campo del estudio geotécnico deberán realizarse bajo una cuidadosa supervisión técnica, encabezada por un ingeniero capacitado en: a) los programas de trabajo, b) los procedimientos de ejecución, y c) la recopilación de información.

Durante la ejecución, el ingeniero supervisor deberá calificar la calidad de los trabajos, tomando como base de juicio si los objetivos del estudio se están alcanzando; en caso negativo, deberá proponer medidas correctivas. Para facilitar su labor se presentan las siguientes sugerencias.

2 RECONOCIMIENTO GENERAL

Se revisa la información recopilada en la zona en estudio, que deberá estar integrada por:

- Reconocimiento geológico o zonificación del subsuelo
- Recopilación de sondeos de exploración pre-existentes
- Características de las colindancias (estructuras, localización de jardines, etc)
- Localización de pozos de bombeo y detalles de su operación
- Levantamiento de redes de servicios públicos
- Localización de grietas, cavernas o taludes inestables
- Levantamientos topográficos y nivelaciones
- Otros

3. PROGRAMA DE SONDEOS DE EXPLORACION

Este programa deberá ser congruente con la información del reconocimiento general y los requerimientos de exploración elaborados por el proyectista geotécnico. El ingeniero supervisor aprobará el programa y los sondeos adicionales que se justifiquen para resolver los casos que se considere no están incluidos en las recomendaciones; los sondeos adicionales requerirán una breve justificación escrita.

4 TECNICAS DE EXPLORACION

4.1 Métodos geofísicos (inciso 3.3). Sus resultados son poco confiables para admitir su uso indiscriminado, sin apoyo de métodos de exploración directa; el ingeniero supervisor deberá tener acceso oportuno a la información durante el proceso de ejecución.

4.2 Cono eléctrico (inciso 3.4.2). Es adecuado en suelos blandos; debe revisarse su calibración y comportamiento durante la operación, el corrimiento admisible del cero y la baja sensibilidad a los cambios de temperatura. Estos errores en conjunto no deberán exceder de 5/1000 de la capacidad máxima del cono.

4.3 Cono mecánico (inciso 3.4.3). Es admisible en suelos duros; no debe utilizarse en los suelos blandos.

4.4 Penetración estándar (inciso 3.4.4). En suelos blandos no es confiable para definir resistencia; la muestra que se recupera es alterada y sólo permite clasificar los suelos y obtener sus propiedades índices. En suelos duros y secos, el empleo de agua o lodo para perforarlos puede reblandecer el suelo y alterar los resultados de laboratorio (inciso 3.5).

4.5 Criterio de selección. En la tabla 1 se presenta una guía para elegir las técnicas de exploración según el tipo de suelo.

5 PROGRAMA DE SONDEOS CON MUESTREO INALTERADO

El ingeniero supervisor deberá revisar el programa de muestreo inalterado para comprobar que:

- a) El número de sondeos cumpla con las recomendaciones de muestreo inalterado y exista una breve aclaración escrita para justificar la realización de sondeos adicionales.
- b) Haya correspondencia evidente con los sondeos de exploración.

- c) Se recuperen las muestras de los estratos más significativos de acuerdo con el diseño geotécnico preliminar.

6. TECNICAS DE MUESTREO INALTERADO

6.1 Tubo de pared delgada (Shelby) (inciso 3.4.5). Este muestreador únicamente se utiliza para suelos blandos y debe cumplir estrictamente con las condiciones geométricas (3.4.5), particularmente en cuanto a su filo; su interior debe ser liso, exento de corrosión y de preferencia pintado. Después de cada operación con este muestreador debe limpiarse cuidadosamente el mecanismo de válvula de la cabeza.

6.2 Tubo dentado (inciso 3.4.6). Debe utilizarse en suelos consolidados y en capas duras; las muestras que se obtienen no siempre son de buena calidad; por ello, cuando se emplea deben revisarse las muestras inmediatamente para asegurarse que se está operando correctamente. La velocidad de rotación, el tamaño y forma de los dientes son las variables que deberán ensayarse en cada tipo de suelo, hasta lograr muestras aceptables.

6.3 Barril Denison (inciso 3.4.7). Se utiliza en suelos duros, usando agua, lodo o aire como fluido de perforación; debe tenerse en cuenta que es muy difícil obtener muestras de buena calidad; es necesario revisar las muestras recuperadas antes de considerarlas como inalteradas. El ingeniero supervisor debe comprobar que el tubo interior permanezca estático cuando gira el exterior, y que la separación entre el tubo interior del exterior sea la adecuada; esto último, además de la velocidad de rotación, son variables que deben definirse durante el proceso de muestreo.

6.4 Muestras cúbicas (inciso 3.4.1). Con esta técnica se obtienen las mejores muestras de los suelos, particularmente de los localizados arriba del nivel freático, que por su dureza y susceptibilidad al agua no pueden muestrearse con técnicas mecanizadas. El ingeniero supervisor debe vigilar que las muestras se obtengan de una zona que no haya sufrido alteración durante el proceso de excavación, que se almacenen protegidas del sol y que se transporten con empaques de espuma de poliuretano para que no se golpeen.

6.5 Criterios para la selección. En la tabla 1 se muestran los criterios para el muestreo inalterado.

7 TECNICAS DE PERFORACION

7.1 Lavado y percusión (inciso 3.5). No son recomendables en sondeos inalterados porque dañan las muestras por efecto del chiflón y de los impactos. En suelos fisurados inducen fracturamiento hidráulico en las muestras; este fenómeno ocurre cuando se presentan fugas de lodo bentonítico.

7.2 Cuchara de impacto (inciso 3.5). Esta técnica no es recomendable, ya que induce remoldeo en la parte superior de las muestras.

7.3 Barrena o ademe helicoidal (inciso 3.5). No convienen para suelos blandos; el efecto de succión que se desarrolla induce deformaciones inaceptables en el suelo.

7.4 Posteadora-rimadora (inciso 3.5). Es una técnica de reciente desarrollo; hasta ahora es la única que ha permitido las mejores muestras sin activar las fracturas naturales y sin remoldeo.

7.5 Pozo a cielo abierto (inciso 3.4.1). La perforación puede hacerse manualmente o con máquinas de gran diámetro; el supervisor deberá comprobar la seguridad de la excavación y la factibilidad de rescatar muestras inalteradas.

7.6 Criterio de selección. La tabla 1 contiene el criterio de selección más adecuada del procedimiento de perforación.

8. CONTROL DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

8.1 Información complementaria. El ingeniero supervisor deberá asegurarse que para cada uno de los sondeos se obtenga la siguiente información complementaria:

- a) Croquis de localización del sondeo. Debe contener claramente los nombres de las calles, la orientación norte y elevación del brocal.
- b) Registro del sondeo. Los registros tipo deberán ser simples, pero contener toda la información relevante de la ejecución; en sondeos inalterados, la pérdida de lodo debe anotarse porque implica el muy probable fracturamiento hidráulico de las muestras. La fig 1 muestra el tipo de registro de campo que se recomienda adoptar.
- c) Bitácora de campo. El desarrollo de todos los trabajos debe ser cuidadosamente registrado, anotando la hora de inicio y terminación de cada actividad. Así como todos los imprevistos que ocurran.

8.2 Visitas de supervisión. Cada sondeo de exploración o de muestreo inalterado debe ser supervisado, de preferencia con visitas no programadas; el ingeniero supervisor revisará el equipo, instalación, habilidad del personal, protección a las muestras y control de sondeo.

8.3 Calidad del trabajo. La calidad de los trabajos de campo se juzgará a través de calificar con tres niveles (bien, regular o mal) los siguientes aspectos:

- Características del equipo
- Técnica de operación
- Control técnico del trabajo
- Capacidad del personal
- Eficiencia del trabajo
- Limpieza del sitio
- Organización de las actividades

TABLA 1 TECNICAS RECOMENDABLES DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

A) EXPLORACION PRELIMINAR

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Blando	Cono eléctrico	SPT, geofísica
Duro (húmedo)	Cono mecánico, SPT	Geofísica
Duro (seco)	SPT (en seco) o penetración neumática	Geofísica

SPT: Prueba de penetración estándar

B) MUESTREO INALTERADO

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Suelos blandos	Tubo de pared delgada	-
Suelos preconsolidados y lentes duras	Tubo dentado	Tubo de pared delgada
Costra seca superficial	Tubo dentado*	Tubo de pared delgada
Capa dura y tobas blandas	Barril Denison* o Tubo dentado*	-
Tobas duras	Barril muestreador o Barril Denison*	-

* La calidad de las muestras puede ser mala

C) METODOS DE PERFORACION

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Blandos fisurados	Posteadora-rimadora	Rotación con lodo; percusión o lavado
Blandos no fisurados	Posteadora-rimadora o rotación con lodo	Percusión o lavado
Duros abajo del nivel freático	Rotación en seco	Rotación con agua o lodo
Tobas duras	Rotación con aire o percusión-neumática	Rotación con agua

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO	M-14	NIV FREÁTICO	HOJA
	LOCALIZACIÓN	X:	MAQUINA	FECHA
	Y:		A	27 Jun 87
	Z:		OPERADOR	SUPERVISION
			E López	Ing. Cuatrecasas

Prof m	Clasificación de Campo	Mues- tra No	N (SPT)			Muestreo		Ademe Prof	Hora
			1 15 cm	2 15 cm	3 15 cm	Pre- sión	Rec		
	CL Café	F-1	10	15	25	-	-	-	8:30
	CL Café con arena	F-2	10	20	30/4	-	-	-	9:00
	CH Arena gris	TS-1	-	-	-	-	20/30	-	10:00 (1)
	CH " "	F-3	10	35	35	-	-	-	10:30
	CH " "	TR-2	-	-	-	-	20/30	-	11:10 (2)
	SW fina gris	F-4	5	10	15	-	-	-	11:50 (3)
	"	F-5	5	20	30	-	-	-	12:10
	"	F-6	5	25	35	-	-	-	12:40 (4)
	CL Café	F-7	5	10	20	-	-	-	13:00
	CL Café	TR-3	-	-	-	-	20/30	-	13:20
		TR-4	-	-	-	-	-	-	13:30 (5)
		F-8	-	-	-	-	-	-	

DATOS
FICTICIOS

NOTAS	1) La CH empezó a los 4.5 m
	2) La parte inferior del TR-2 es SW
	3) La SW empieza a 12.0 m, se perdió el agua de perforación
	4) Se tiene agua y se decidió poner ademe
	5) Se perdió la muestra, probablemente era arena

FIG 1 REGISTRO DE CAMPO

3.3 METODOS GEOFISICOS

3.3.1 Refracción sísmica

1. OBJETIVOS

Deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y las propiedades mecánicas de los suelos, a partir de la interpretación de los tiempos de arribo de ondas refractadas en los estratos de mayor densidad.

2. EQUIPO DE MEDICION

Está integrado por tres unidades básicas: el mecanismo de generación de la onda, el conjunto de geófonos captadores y el aparato registrador.

2.1 Mecanismo de generación de la onda

El más simple es un martillo pesado equipado con un micro-interruptor montado en un mango, que al golpear una placa metálica asentada en la superficie genera la onda, y simultáneamente opera al microinterruptor que a su vez activa al aparato registrador para indicar el inicio de la prueba. El martillo se usa para estudios someros (10 m); para los de mayor profundidad, la onda se genera con la explosión de una pequeña carga de dinamita colocada en una perforación de menos de 1 m de hondo, mediante un detonador eléctrico instantáneo.

2.2 Geófonos

Son dispositivos electromagnéticos que captan las oscilaciones del suelo y las transforman en señales eléctricas. Los geófonos comunes únicamente registran la componente vertical

del movimiento y su sensibilidad varía entre 5 y 100 cps; su construcción es robusta y el eje vertical tienen una punta para hincarse en el suelo.

2.3 Aparato registrador

Es un oscilógrafo cuyos elementos sensibles (canales) son de 2 a 12 pequeños galvanómetros que vibran al recibir la señal de los geófonos. Los galvanómetros llevan adherido pequeños espejos, en los que inciden rayos de una fuente luminosa fija y los refleja a papel fotosensible con una escala de tiempo, registrándose así el arribo de las ondas. Además de los anteriores, existen oscilógrafos que registran el fenómeno ya sea en cinta magnética, en pantalla luminosa o digitalmente.

Las características más importantes de los oscilógrafos para exploración geotécnica se resumen en la tabla 1.

3. PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

En una línea de medición usualmente se colocan de 6 a 12 geófonos alineados, en un extremo se ubica el aparato que genera la onda y en el opuesto se coloca el oscilógrafo. La longitud total de la línea de geófonos (L) se condiciona a 3 veces la profundidad (D) a la cual interese hacer la exploración; los geófonos se ubican equidistantes entre sí o bien, más cercanos en el extremo en el que se genera la onda (pero a no menos de 2 m y a distancias mayores en la parte más aleja

TABLA 1 CARACTERISTICAS DE LOS OSCILOGRAFOS PORTATILES

Perturbación provocada con	Registro	Fuente de poder	Número de canales	Intervalo de Tiempos ms	Peso, en kg	Capacidad, Prof. en m
Martillo	- Digital -Pantalla luminosa	Pilas	1 a 2	0-10	5	10
Explosivos	- Papel fotosensible - Cinta magnética	Batería recargable	2 a 12	0-100	10	100
			12 o más	0-1000	30	100

da (pero a no más de 20 m).

En condiciones estratigráficas simples, en que las fronteras entre estratos sean paralelas a la superficie, una sola prueba podrá dar información suficiente; pero por lo general, es necesario realizar una segunda prueba, generando la onda en el otro extremo de la línea.

Los aparatos de dos canales, que sólo reciben señales de uno o dos geófonos, se necesitará colocarlos en puntos a lo largo de la línea, para hacer una medición equivalente a un aparato de 12 canales de medición. Se han desarrollado otras técnicas de esta prueba (refs 1 y 2); por ejemplo, para detectar una zona de menor velocidad se recomienda disponer los geófonos en forma semicircular alrededor del punto de tiro, de tal manera que las distancias sean constantes y pueda registrarse retraso en algunos geófonos. Para determinar las dimensiones y profundidad de la anomalía se hace variar el radio y/o la posición del punto de tiro. Estas anomalías pueden corresponder a zonas de baja resistencia, muy sueltas o con cavernas (fig 1).

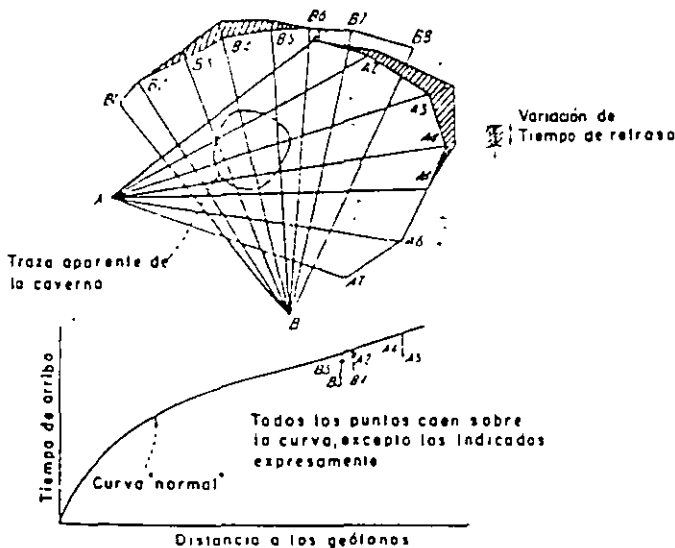


FIG 1 DISPOSICION DE TENDIDOS PARA LOCALIZAR UNA ANOMALIA

4. RESULTADOS

Las velocidades de propagación de las ondas se grafican conforme la figura 2.

5. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

5.1 Estratigrafía

Se basa en la ley de refracción de las ondas en medios elásticos, de la cual se deducen las siguientes expresiones.

Para el caso de dos capas paralelas, y $v_2 > v_1$, el espesor h será (fig 2):

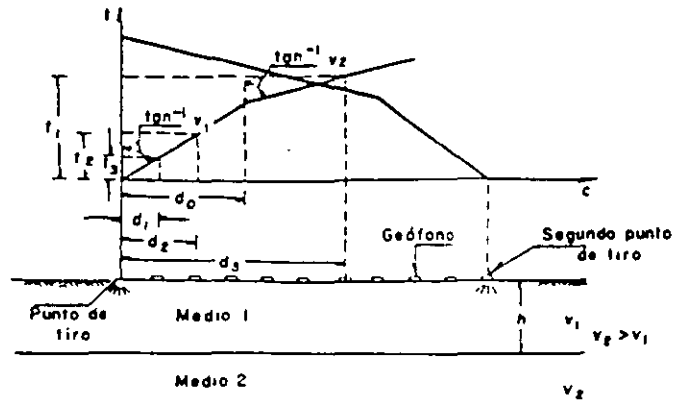


FIG 2 GRAFICA DISTANCIA-TIEMPO PARA EL CASO DE DOS CAPAS PARALELAS A LA SUPERFICIE DEL TERRENO

$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (1)$$

donde d_0 es la distancia horizontal aparente entre el origen y el cambio de velocidad (fig 2).

Para el caso de tres estratos paralelos, y $v_3 > v_2 > v_1$, los espesores se obtienen mediante

$$h_1 \quad v_1 \quad h_1 = d_{01} \left[\frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \right] \quad (2)$$

$$h_2 \quad v_2 \quad h_2 = P h_1 + d_{02} \left[\frac{1}{2} \sqrt{\frac{v_3 - v_2}{v_3 + v_2}} \right] \quad (3)$$

donde:

d_{01} y d_{02} son las distancias aparentes al cambio de velocidad (fig 2)

P es el factor de corrección; para cálculos aproximados es igual a 0.8

Para casos con mayor número de estratos, capas inclinadas o velocidades menores en estratos subyacentes, consultar la referencia 3.

5.2 Identificación de suelos

La identificación de los suelos y rocas se hace comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos. En la tabla 2 se muestra una recopilación de valores (ref 2).

5.3 Módulo dinámico

Se calcula considerando un valor probable de la relación de Poisson para aplicar la ec 4. Si se realizan determinaciones de la

TABLA 2 INTERVALO APROXIMADO DE LA VELOCIDAD DE ONDA LONGITUDINAL PARA DIVERSOS MATERIALES REPRESENTATIVOS (ref 2)

Material	Velocidad, en m/s
Suelo orgánico	170 a 500
Arcilla	1000 a 2800
Arcilla limosa	975 a 1100
Arcilla arenosa	1160 a 1280
Limo	760
Arena seca	300
Arena húmeda	610 a 1830
Aluvión	550 a 1000
Aluvión (terciario)	800 a 1500
Aluvión profundo	1000 a 2360
Depósito glaciár	490 a 1700
Basalto	2000 a 4000
Agua (dependiendo de la temperatura y contenido de sales)	1430 a 1680

velocidad de propagación de las ondas transversales o de corte, con las ecs 4 y 5 se puede deducir el módulo elástico y la relación de Poisson correspondiente.

$$v_L = \sqrt{\frac{E_{din}}{\rho} \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (4)$$

$$v_T = \sqrt{\frac{E_{din}}{\rho} \frac{1}{2(1 + \nu)}} \quad (5)$$

donde:

- v_L velocidad de las ondas longitudinales, en m/s
- v_T velocidad de las ondas transversales, en m/s
- ν relación de Poisson
- E_{din} módulo de elasticidad dinámico del medio, en ton/m²
- ρ densidad del material, en ton s²/m⁴

6. COMENTARIOS

La principal aplicación de este método puede ser la de determinar la profundidad de la

roca bajo un depósito aluvial de difícil exploración directa.

La interpretación de la prueba debe necesariamente correlacionarse con la información de los sondeos convencionales, porque tiene la limitación de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se desarrollan. Es necesario también efectuar para cada línea de registro dos pruebas, una generando la onda en un extremo de la línea y la otra generando la onda en el contrario.

La detección de cavernas, aún con el procedimiento descrito, es poco confiable.

7. REFERENCIAS

1. Dobrin, M, "Introduction to geophysical prospecting", McGraw Hill Book, Co., Nueva York (1961)
2. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Normas 2.214.05 (1975)
3. Grant, F y West, G, "Interpretación Theory in applied geophysics", Mc Graw Hill Book, Co., Nueva York (1965)

3.3.2 Resistividad eléctrica

1. OBJETIVOS

Deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y la posición del nivel freático, a partir de la interpretación de las resistividades medias en los suelos.

2. EQUIPO DE MEDICION

Está compuesto por una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos y cables conductores; los equipos comerciales integran la fuente de poder con el voltímetro y el amperímetro en una unidad compacta. En la tabla 1 se presentan las características de los equipos portátiles.

Los electrodos son varillas usualmente de bronce de 2 cm de diámetro y 50 cm de longitud, con un extremo en punta para hincarse en el terreno. Los cables de conexión son de cobre con forro de neopreno.

3. PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA

Para la exploración geoeléctrica se han desarrollado diversos métodos (refs 1 y 2); el denominado arreglo de Wenner es el más utili-

zado por su simplicidad. Tiene dos técnicas de operación: *sondeo eléctrico*, que estudia la estratigrafía según una vertical, y *ausculto eléctrico*, que lo hace conforme una horizontal a cierta profundidad; combinando ambas técnicas se puede tener una idea clara de las condiciones del subsuelo del sitio.

El campo eléctrico se induce al terreno con dos electrodos, denominados de corriente, que se hincan y conectan mediante el cable a la fuente de poder y el amperímetro; entre estos electrodos se hincan dos de potencial conectados al voltímetro. Con el amperímetro se mide la intensidad de la corriente inducida al terreno y con el voltímetro la diferencia de potencial entre los electrodos centrales.

Las distancias entre electrodos puede variarse dando lugar a diferentes arreglos; en el más usual, conocido como Wenner, los electrodos se instalan alineados con separación equidistante h ; con este arreglo la medición hecha es representativa del material a la profundidad h .

El *sondeo eléctrico* se realiza manteniendo el centro del arreglo

tando la separación h ; en cambio en el *rastreo eléctrico* únicamente se cambia de lugar el arreglo (de igual h) sobre una retícula trazada en la superficie. Se combinarán el sondeo y el rastreo para definir las condiciones geológicas de lugar. Ambas técnicas deben iniciarse determinando la resistividad del estrato más superficial, colocando los electrodos con una separación menor que el espesor del primer estrato. El arreglo de los electrodos se muestra en la fig 1.

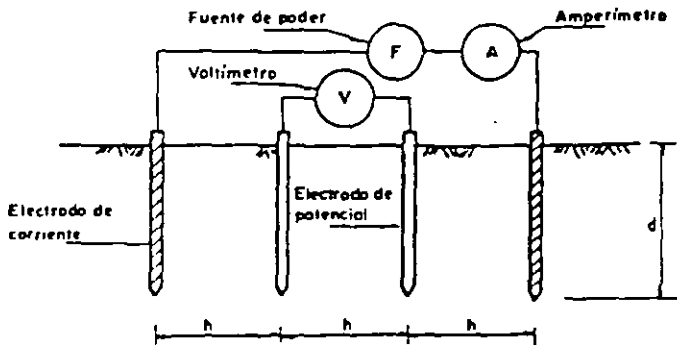


FIG 1 ARREGLO WENNER

4. RESULTADOS

Los datos de resistividad pueden interpretarse cualitativamente construyendo diagramas de isorresistividades aparentes (fig 2).

5. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

5.1 Resistividad aparente

El arreglo Wenner genera un campo eléctrico con profundidad h , ancho $0.75 h$ y longitud $4.5 h$. De la prueba se obtiene la diferencia de potencial V y la intensidad de la corriente I ; la resistividad aparente se obtiene mediante

$$\rho_a = 2 \pi h \frac{V}{I} \quad (1)$$

donde:

- ρ_a resistividad aparente a la distancia h , en ohms-m
- V diferencia de potencial, en voltios
- I intensidad de la corriente, amperes
- h distancia entre electrodos, en metros

Cuando se usan equipos portátiles que midan la resistencia, se puede sustituir la relación V/I por R , resistencia en ohms.

5.2 Estratigrafía

a) Sondeo eléctrico. La interpretación del sondeo eléctrico se realiza con el procedimiento de cálculo de Hummel (ref 3) quien dedujo la expresión de la resistividad aparente para el caso de una capa de resistividad ρ_1 sobreyaciendo un estrato infinito de resistividad ρ_2 .

$$\rho_a = \rho_1 + 4\rho_2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{K^n}{\sqrt{1+(2nH/h)^2} + \frac{K^n}{\sqrt{4+(2nH/h)^2}}}$$

donde:

- $n = 1, 2, 3, \dots, \infty$
- H espesor de la capa, en metros
- h equidistancia entre electrodos

$$K = \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_1 + \rho_2}$$

Mooney y Wetzel (ref 4) obtuvieron la familia de curvas derivadas de la ecuación anterior para simplificar el cálculo de ρ_2 y H (ref 3).

La forma de utilizar esta gráfica es la siguiente: para determinar la resistividad del estrato superficial se utiliza alguna medición realizada con una equidistancia h , por que el espesor de la capa, aplicando la fórmula de la resistividad aparente; se

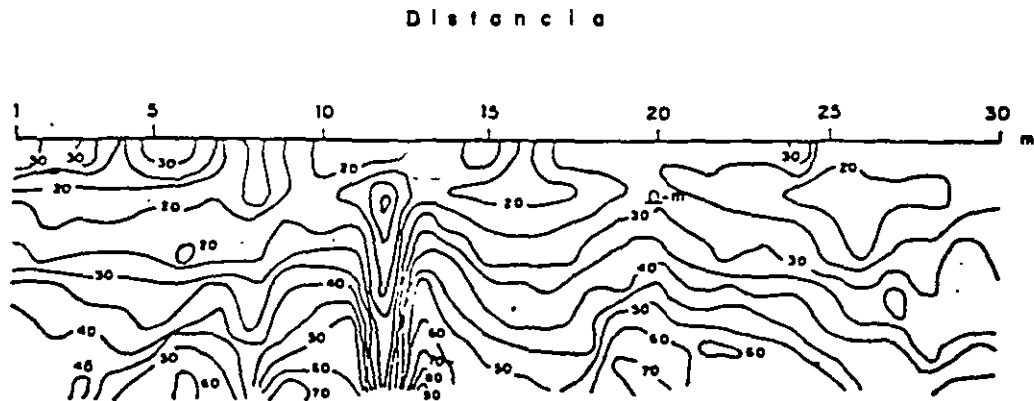


FIG 2 DIAGRAMA REPRESENTANDO CURVAS DE ISORRESISTIVIDADES

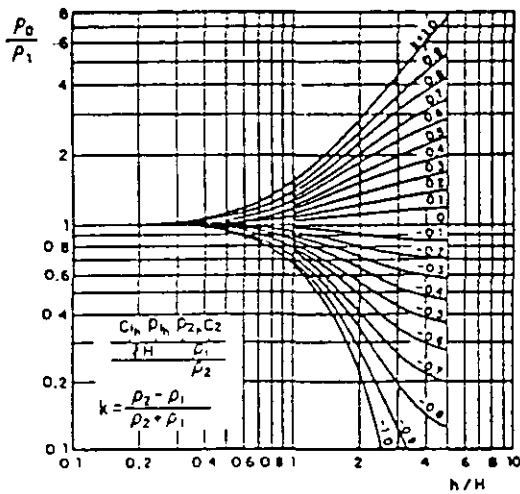


FIG 3 CURVAS DE RESISTIVIDAD APARENTE PARA EL CASO DE UNA CAPA MEDIANTE EL ARREGLO WENNER (REF 4)

se tenga duda de este valor se recomienda hacer una gráfica de variación de la equidistancia h con la resistividad aparente; extrapolando se puede determinar ρ_1 como el valor de ρ_a cuando h tiende a cero. Conocidas ρ_1 y ρ_2 para un valor de h se traza en la gráfica una horizontal para ρ_a / ρ_1 y se obtiene una serie de valores de k y h/H ; de este conjunto de valores se dibuja la variación de K vs H , ya que k es constante para cada medición. Se dibujan las curvas de K vs H para los diferentes valores de h ; si las curvas se cruzan en un punto (H, K) (fig 4), se tiene el caso de una capa sobreyaciendo un estrato infinito. En caso de no cruzarse en un punto, se compara la curva ρ_a vs h con curvas teóricas para diferentes configuraciones de estratificación, que han sido preparadas por investigadores como Mooney y Wetzel (ref 4).

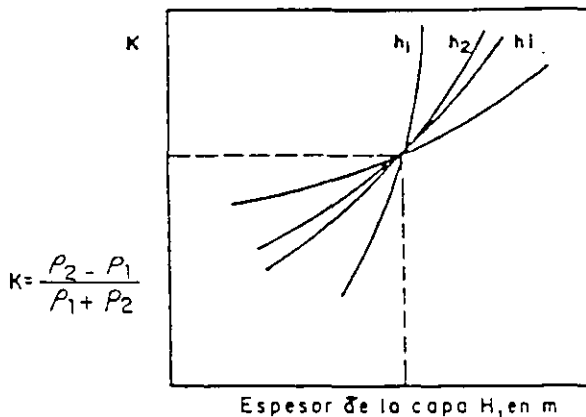


FIG 4 GRAFICA H vs. K PARA EL CASO DE UNA CAPA

En general, el número de capas involucradas en una prueba se puede detectar en la curva ρ_a vs h mediante el número de cambios de pendiente.

b) Rastreo eléctrico. Para interpretar la prueba se hace una gráfica de distancias, de origen arbitrario al centro del ar-

reglo, contra resistividades aparentes; las resistividades reales en cada zona a la profundidad h serán las que estén localizadas fuera de las zonas de transición (fig 5).

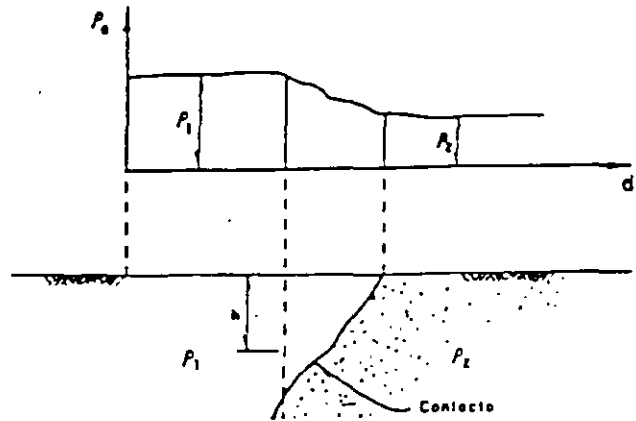


FIG 5 GRAFICA TIPICA DE RESISTIVIDADES PARA EL CASO DE UN CONTACTO

5.3 Clasificación de suelos

La clasificación tentativa de los materiales se hace por comparación de la resistividad eléctrica con valores típicos, como los de la tabla 2.

La posición del nivel freático se detecta fácilmente en la sección de isorresistividades.

6. COMENTARIOS

La precisión de este método para predecir la estratigrafía de un sitio es generalmente menor que la de refracción sísmica y por ello se utiliza menos; sin embargo, es más confiable para determinar la posición del nivel freático y detectar estratos blandos.

En la búsqueda de cavernas con esta técnica se incurre en errores, porque las anomalías que producen zonas con diferente contenido de agua pueden fácilmente interpretarse como cavernas.

7. REFERENCIAS

1. Dobrin, M, "Introduction to geophysical prospecting", McGraw Hill Book Co., Nueva York (1961)
2. Grant, F y West, G, "Interpretation theory in applied geophysics", McGraw Hill Book Co., Nueva York (1965)
3. Hummel, J N, "A theoretical study of apparent resistivity in surface potential" Geophysical Prospecting 1932, Trans. American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, Vol 97, EUA (1932)
4. Mooney, H y Wetzel, W, "The potentials about a point electrode and apparent resistivity curves for a two, three, and four-layered earth", Universidad de Minnesota, EUA (1956)

TABLA 1. CARACTERISTICAS DE ALGUNOS EQUIPOS PORTATILES USADOS EN EL METODO DE RESISTIVIDAD ELECTRICA

Fuente de poder	Capacidad, en m	Intensidad de corriente, en mA*	Intervalo de mediciones	Peso total, en kg
Baterías recargables	30	20	0.1 a 1000 Ω	20
	20	50	0.1 a 1000 Ω	15
	300	100 a 150	0.002 a 10 Ω	60
	200	0 a 1000	0.0002 a 100 Ω	75

*mA: miliamperes

TABLA 2. RESISTIVIDAD ELECTRICA DE DISTINTOS TIPOS DE ROCA Y SUELOS

Material	Resistividad, en ohm-m
Suelos finos	1 a 10×10^4
Arenas	2.2 a 4×10^2
Depósito glacial	5×10^2

3.4 METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO

3.4.1 Pozo o cielo abierto

1. OBJETIVOS

El pozo a cielo abierto permite: a) observar directamente las características estratigráficas del suelo, y b) rescatar muestras inalteradas de los estratos principales. Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de lomas y de algunas transiciones.

2. EQUIPO NECESARIO

Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas; la excavación puede hacerse con herramienta manual o con máquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro. El labrado de las muestras se realiza con herramientas manuales.

2.1 Excavación manual

El equipo se integra por picos, palas, cable de manila, botes, un malacate mecánico para 250 kg, escaleras y herramienta para carpintería y albañilería. Además, si el nivel freático está cercano a la superficie, puede requerirse una bomba eléctrica con puntas inyectoras, es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

2.2 Excavación con máquina

Se puede utilizar una máquina perforadora a rotación del tipo de la que se emplea para la construcción de pilas de cimentación. La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se requiera alcanzar; como guía, puede decirse que perforando en seco suelos duros, las más ligeras (tipo Cadwell) pueden perforar hasta 15 m en diámetros de 0.8 m y las más pesadas (tipo Watson o Soilmec), aproximadamente 30 m, con diámetros de 1.0 a 1.5 m.

2.3 Herramientas y materiales para el muestreo

Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillo, brochas, estufa, manta de cielo, parafina y brea.

3. DESARROLLO DEL TRABAJO

3.1 Excavación manual

El pozo puede excavar con sección cuadrada o circular, la forma se elegirá en razón a la técnica de estabilización de las paredes de la excavación. Si se utilizan tablonces y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada; en la fig 1 se muestra cómo se adema un pozo. Por otra parte, la forma de pozo circular es la conveniente cuando se

estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferro-cemento. Esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo; esencialmente consiste en colocar anillos de malla electrosoldada (4, 4-10, 10) separados por lo menos 2 cm de la pared de excavación. La malla se fija con anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión, y después se aplica manualmente el mortero con un espesor mínimo de 4 cm. Los anillos generalmente empleados son de 1 m de altura; si el terreno es estable, este valor puede incrementarse.

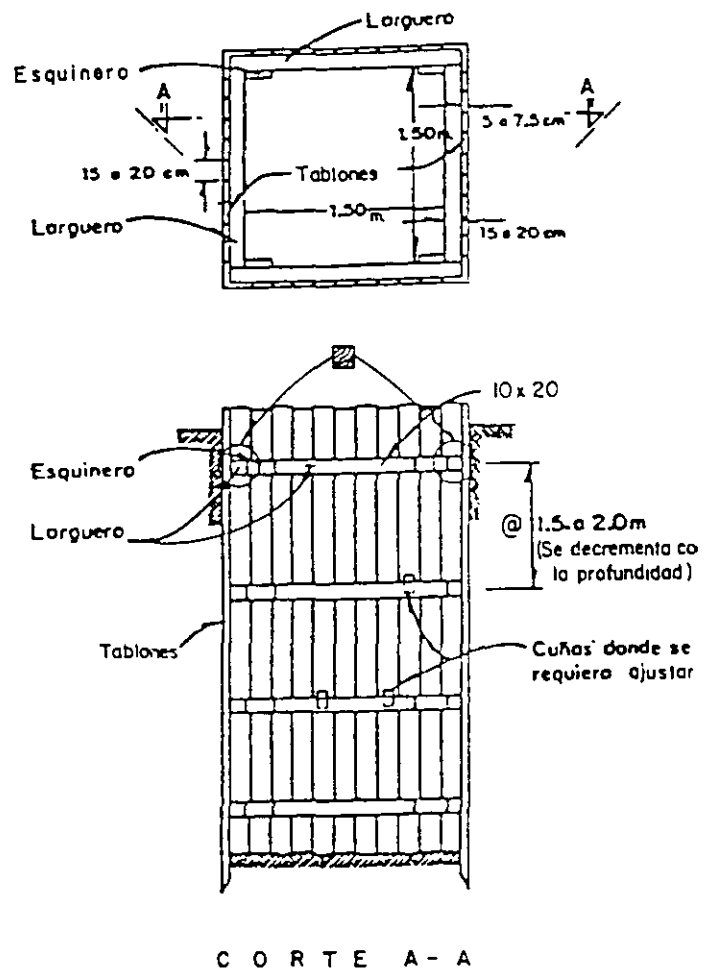


FIG 1 ADEMADO PARA UN POZO A CIELO ABIERTO

3.2 Excavación con máquina

La perforación mediante máquina rotatoria también puede presentar paredes inestables, en esos casos, el problema deberá resolverse perforando tramos cortos y estabilizándolos con anillos de malla de acero y mortero.

Las zonas de tobas duras, donde las perforaciones pierden velocidad de avance, se acos-

tumba atravesarlas agregando agua para *ablandar* los materiales; esta práctica es inadecuada porque altera las propiedades de los suelos.

3.3 Labrado de las muestras inalteradas

En la excavación se deja un escalón (fig 2), en el cual se limpia un área de unos 50 cm de diámetro; a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo de suelo (de 25 x 25 cm). Posteriormente, la muestra se envuelve con manta de cielo, que se impregna con una mezcla caliente de parafina y brea mediante una brocha. En la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación (fig 3).

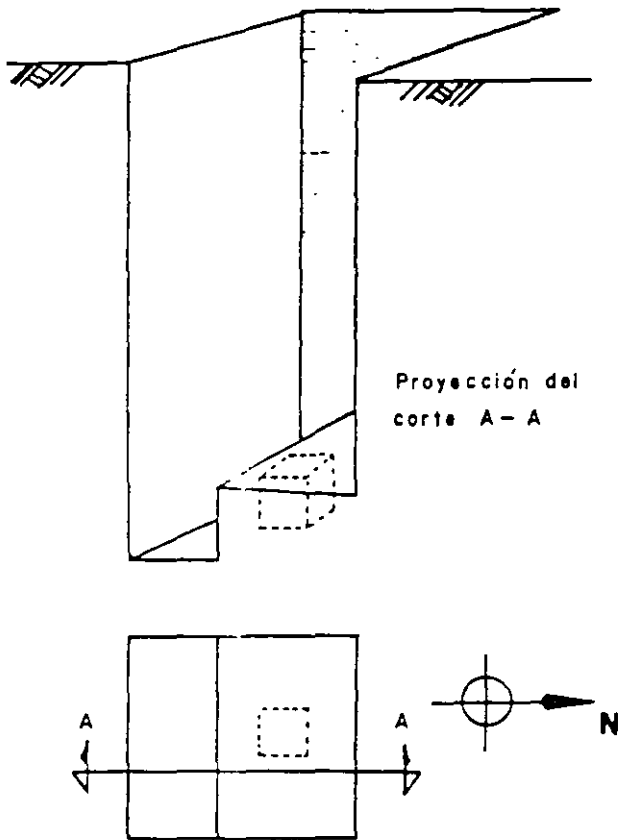
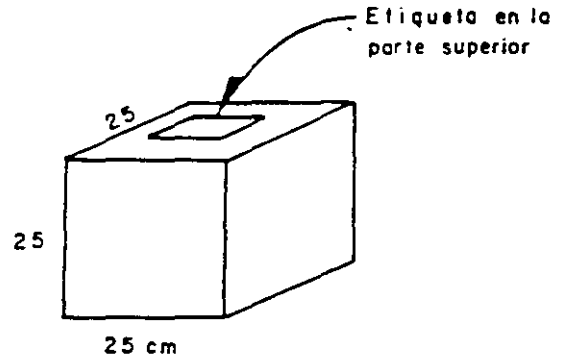


FIG 2 LABRADO DE MUESTRAS

4. REGISTRO DE CAMPO

Conforme avanza la excavación del pozo se lleva un registro (fig 4) donde se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras; en el registro se incluirán comen-

tarios relativos al procedimiento de excavación y ademe utilizados. Asimismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y fondo del pozo con torcómetro y penetrómetro portátil.



DDF	Obra
Sondeo	Muestra
Clasificación	Profundidad
	Operador
	Fecha

FIG 3 IDENTIFICACION DE MUESTRAS

5. COMENTARIOS

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como excelente; en suelos secos es la única confiable, ya que los métodos de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden provocar cambio de sus propiedades mecánicas.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la selección del pozo a cielo abierto como técnica de muestreo en un caso particular son: a) la profundidad máxima que pueda alcanzarse, b) el tiempo y costo de ejecución y c) que el nivel freático sea profundo.

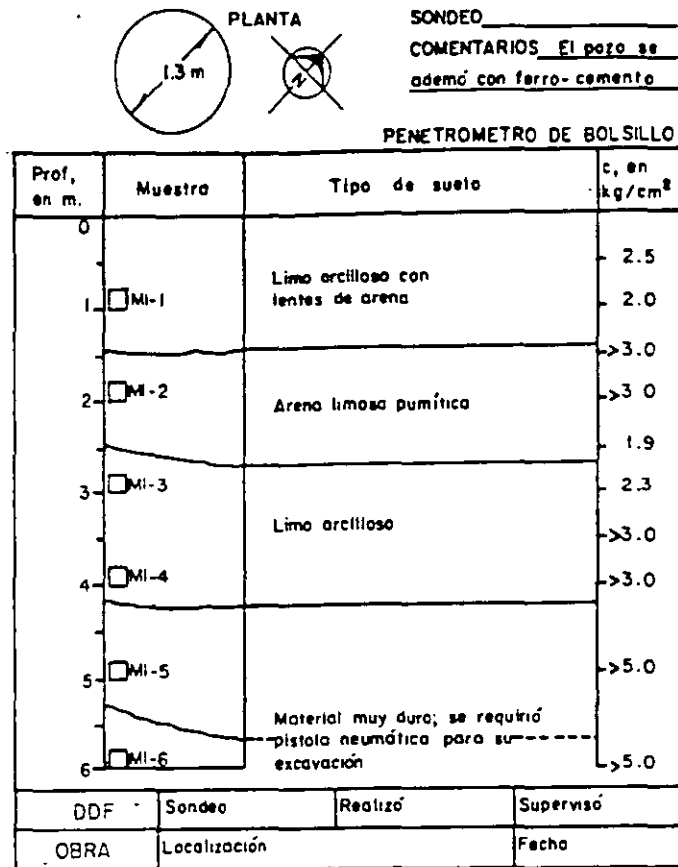


FIG 4 PERFIL ESTRATIGRAFICO

3.4.2 Cono eléctrico

1. OBJETIVO

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

2. EQUIPO

2.1 Cono eléctrico

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (*strain gages*), (ref 1); usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de ± 1 kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de ± 2 kg; en la fig 1 se muestra esquemáticamente dicho instrumento; generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

Como se observa en la fig 1, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4).

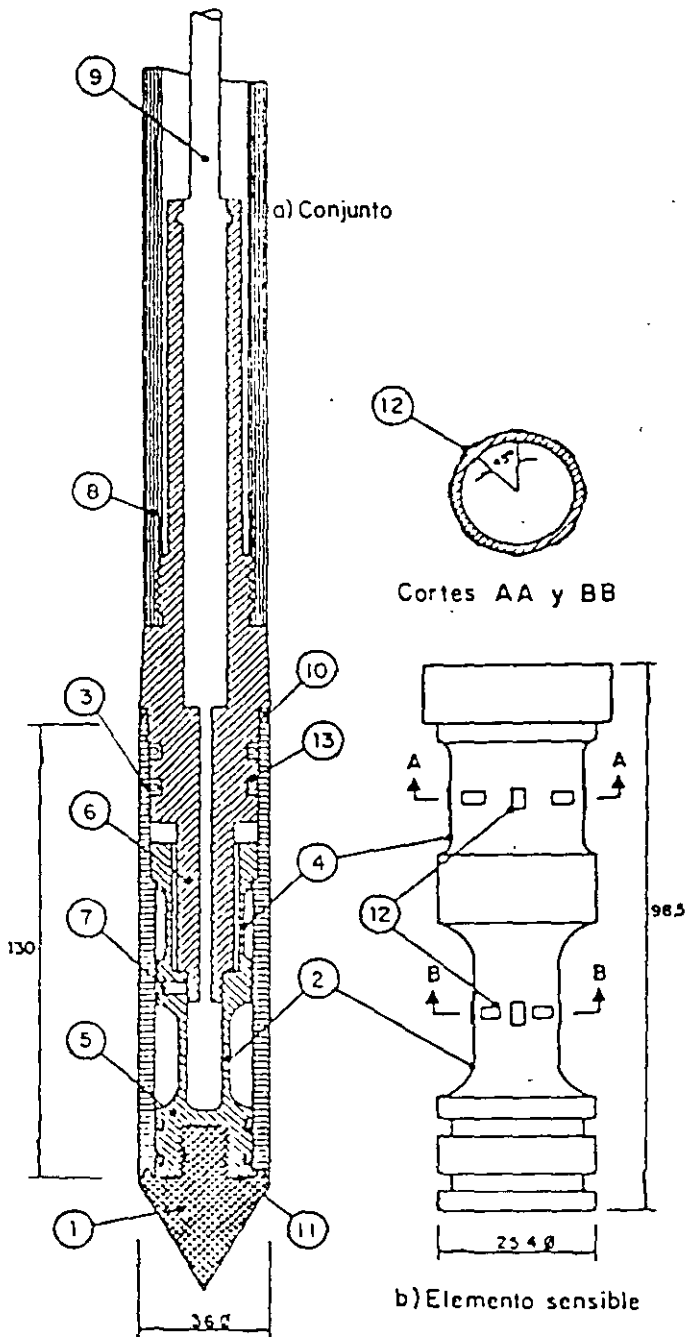
La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

2.2 Mecanismo de carga

El cono se hincó en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

3. OPERACION DEL EQUIPO

La velocidad de hincado del cono es usualmen-



- 1 Cono (60°, Ø36mm, 10.18 cm²)
- 2 Celda de punta
- 3 Funda de fricción (Ø36mm, 147.02 cm)
- 4 Celda de fricción
- 5 Elemento sensible (bronce SAE-64)
- 6 Pieza de empuje
- 7 Perno de sujeción (3 @ 120°)
- 8 Cople conector a la tubería EW
- 9 Cable conductor blindado de B hilos
- 10 Sello de silicona
- 11 Rondana de bronce
- 12 Deformómetros eléctricos
- 13 Aro-sello

Acotaciones, en mm

FIG 1 CORTE TRANSVERSAL DEL PENETROMETRO ELECTRICO

te de 2 cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico) se propone de 1 a 2 cm/s ± 25%. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos (ref 2); sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

4. RESULTADOS

La prueba de penetración estática de cono permite definir la variación de la resistencia de punta y fricción con la profundidad; la fig 2 muestra un ejemplo de un sondeo en el centro de la Ciudad; no se presenta la gráfica de la fricción porque en los suelos blandos su medición es incierta (ref 3).

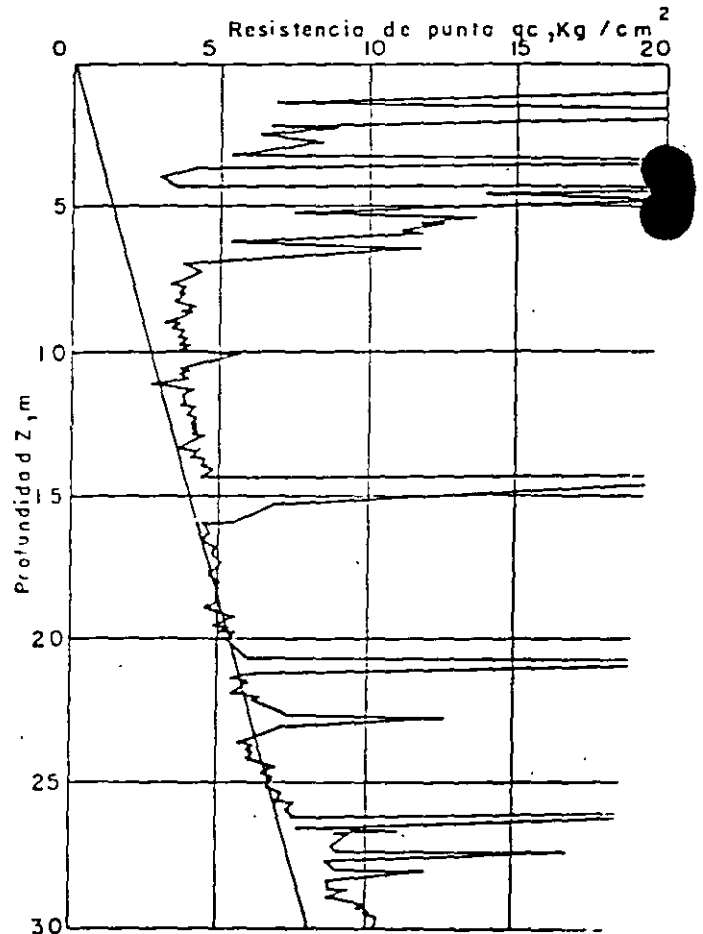


FIG 2 VARIACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA PROFUNDIDAD

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 Estratigrafía

El penetrómetro eléctrico permite

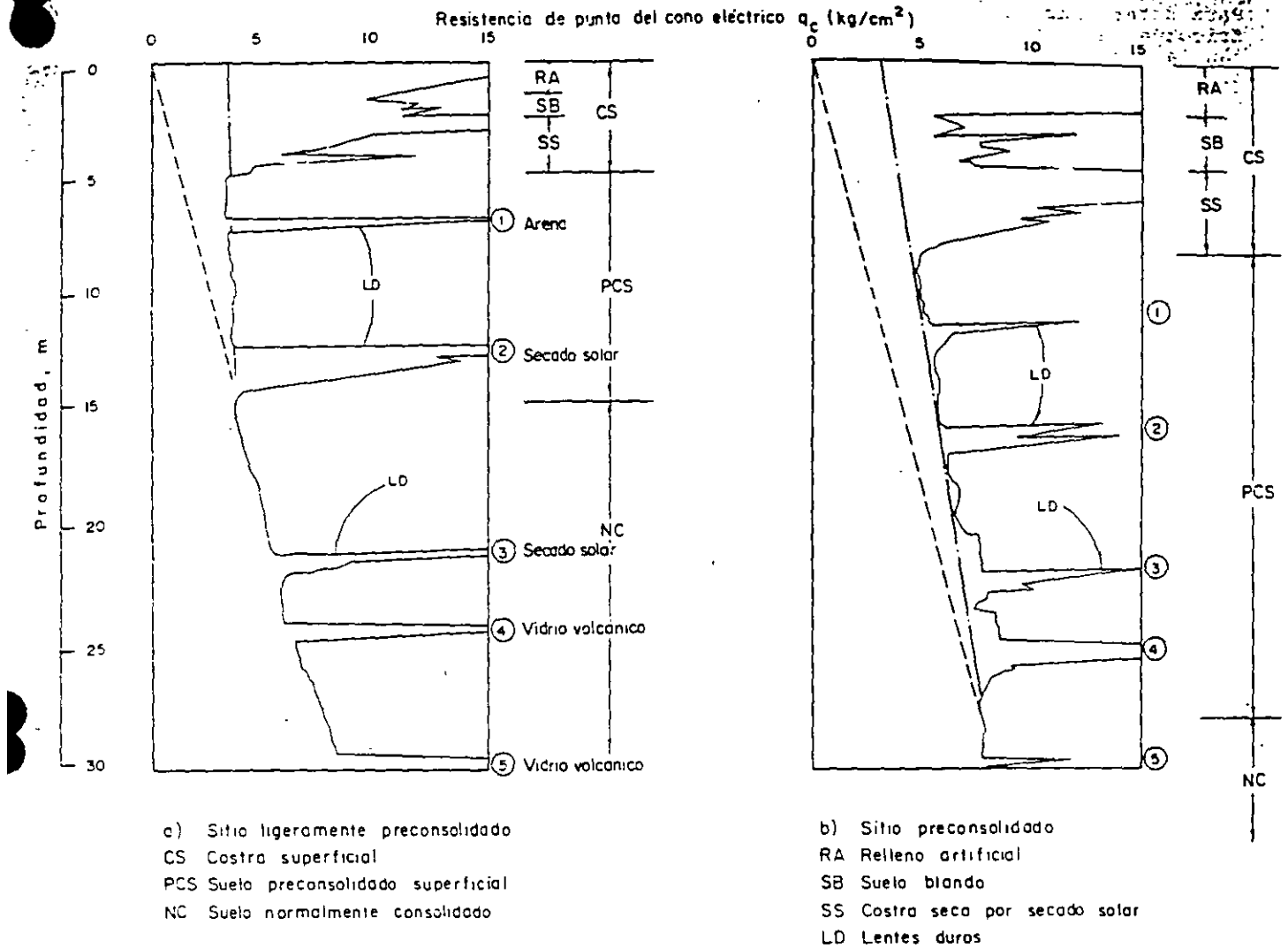


FIG 3 TIPOS DE VARIACION DE RESISTENCIA DE PUNTA

con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta (fig 3).

5.2 Identificación indirecta de los suelos

La identificación de los suelos se hace de manera indirecta mediante correlaciones empíricas como las de las figs 4 y 5, una elaborada por Sanglerat y la otra por Schmertmann (refs 4 y 5). En el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la Zona del Lago, la identificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.

5.3 Parámetros de resistencia de los suelos

a) Suelos cohesivos. La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$c_{uu} = \frac{q_c}{N_K} \quad (1)$$

donde

c_{uu} resistencia al corte no drenada, en t/m²

q_c resistencia de punta de cono, en kg/cm²

N_K coeficiente de correlación

Los valores del coeficiente N_K , determinados para suelos de la Ciudad de México, aparecen en la tabla 1.

b) Suelos friccionantes. La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la fig 6.

Para determinar el valor del ángulo de fricción interna, ϕ' , usualmente se utilizan las fórmulas de capacidad de carga, empleando como datos la capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico; en la fig 7 se presenta una solución gráfica para determinar el valor de ϕ' en función de q_c y de σ_o' , donde σ_o' es el esfuerzo vertical efectivo.

c) Suelos cohesivo-friccionantes. Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato (q_{c1} y q_{c2}). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerarlás simultáneamente resultan:

$$\phi = \tan^{-1} \left[\frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(z_2 - z_1)N_q} \right]^{-1} \quad (2)$$

$$c = \frac{(q_{c1} + q_{c2}) - \gamma N_q (1 + \tan \phi) (z_1 + z_2)}{2 N_c (1 + N_q/N_c)} \quad (3)$$

donde

c y ϕ parámetros de la resistencia al corte

q_{c1} y q_{c2} valores de la resistencia de punta ($q_{c2} > q_{c1}$)

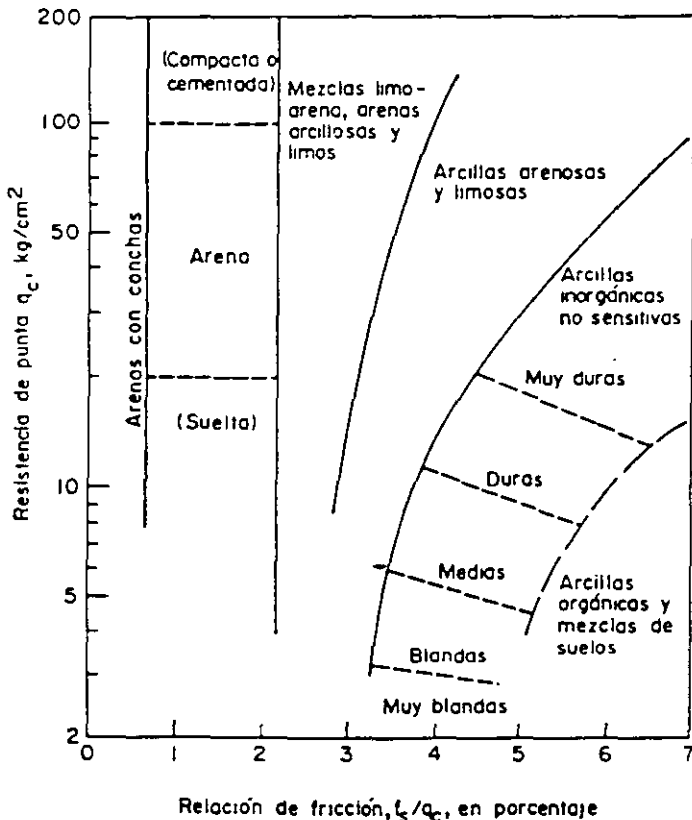


FIG 4 CLASIFICACION DE SUELOS CON PENETROMETRO ESTATICO (REF 4)

z_1 y z_2 profundidades de medición

N_c y N_q coeficientes de capacidad de carga

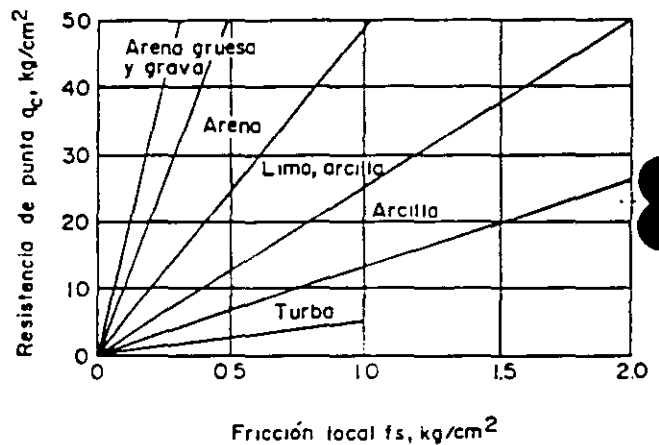
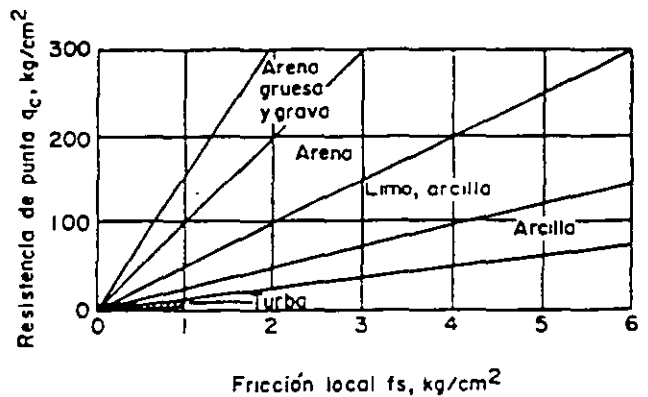


FIG 5 CLASIFICACION DE SUELOS CON PENETROMETRO ESTATICO (REF 5)

$$N_q = \frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(1 + \tan \phi)(z_2 - z_1)} \quad (4)$$

Para determinar el valor de ϕ se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones implícitas 2 y 4; para ello, primero se supone un valor de ϕ para calcular N_q (ec 4) y con el valor obtenido calcular ϕ (ec 2); este último se toma como valor inicial y se repite el cálculo que converge en dos o tres iteraciones.

6. COMENTARIOS

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente.

Quando se trata de suelos blandos, el cono eléctrico tiene mayor precisión que el cono mecánico.

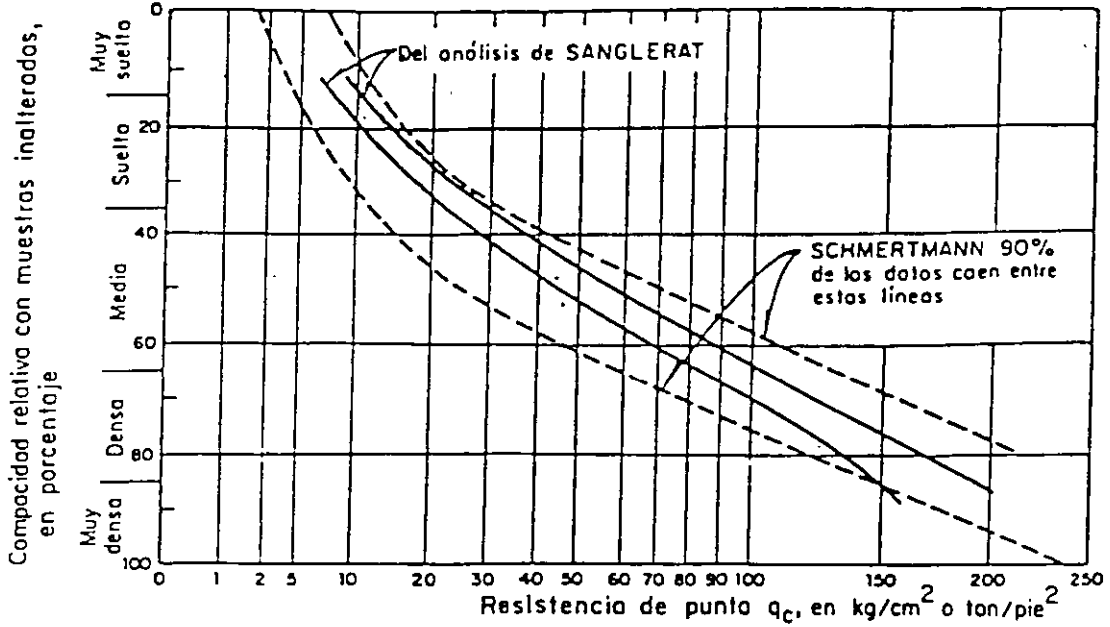


FIG 6 CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y LA COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS FINAS (REFS 4 Y 5).

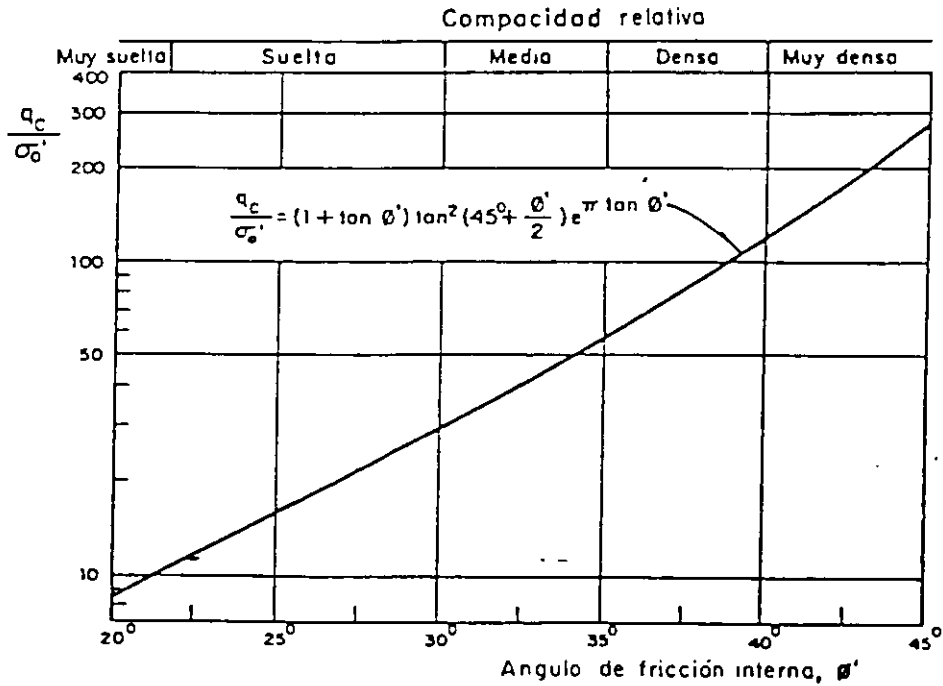


FIG 7 CORRELACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL ANGULO ϕ' DE ARENAS

TABLA 1 VALORES DEL COEFICIENTE DE CORRELACION N_k
PARA LA CD. DE MEXICO (ref 2)

Tipo de suelo	q_c	P r u e b a		Torcómetro		Penetrómetro de bolsillo
		Triaxial UU	Compresión simple	Lab	Campo	
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$	-	-	-
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c/13$	$q_c/16$	$q_c/12$	$q_c/14$	-
Limos arcillosos duros	$q_c > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$	-	-	$q_c/29$

q_c resistencia de punta en kg/cm^2

Los coeficientes de correlación N_k entre las mediciones con cono y la resistencia al corte no drenada de los suelos, están basados en un número reducido de sondeos inalterados; por ello deben utilizarse con reserva y de preferencia ratificarse con sondeos de correlación, para asegurarse de su validez.

El cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

7. REFERENCIAS

1. Santoyo, E y Olivares, A, "Penetrómetro estático para suelos blandos y sueltos", Series del Instituto de Ingeniería No. 435, UNAM (1981)
2. Santoyo, E, "Empleo del cono estático en un túnel de la Ciudad de México", Memorias X Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, Morelia (1980)
3. De Rutier, J, "Current penetrometer practice", Proceedings ASCE Convention, sion 35, Cone Penetration-Testing Experience, St Louis (1981)
4. Sanglerat, G, "The penetrometer and soil exploration", Elsevier Scientific Publishing Co., Nueva York (1972)
5. Schmertmann, J H, "Guidelines for CPT performance and design", Federal Highway Administration HDV, 22, EUA (1977)

3.4.3. Cono mecánico

1. OBJETIVO

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos.

En general la operación del cono mecánico es más confiable que la del eléctrico, porque las fallas de trabajo son poco frecuentes; en cambio, su sensibilidad y precisión son menores que las del cono eléctrico.

2. EQUIPO

El penetrómetro mecánico consta esencialmen-

te de una tubería de acero, con barras sólidas concéntricas, la tubería tiene 3.6 cm de diámetro exterior y 1.6 cm de interior, en tramos de 1 m de longitud, unidos con cuerdas cónicas; la barra sólida interior es también de 1 m de longitud y 1.5 cm de diámetro. Las barras interiores se apoyan simplemente a tope para transmitir la fuerza vertical descendente, con la que se hinca la punta cónica mediante un mecanismo hidráulico.

2.1 Cono mecánico

La punta del cono puede ser de dos tipos: a) la Delft, que únicamente permite determinar la resistencia de punta, y b) la Begemann que sirve para determinar las resistencias de punta y fricción (refs 1 y 2); ambos tipos se

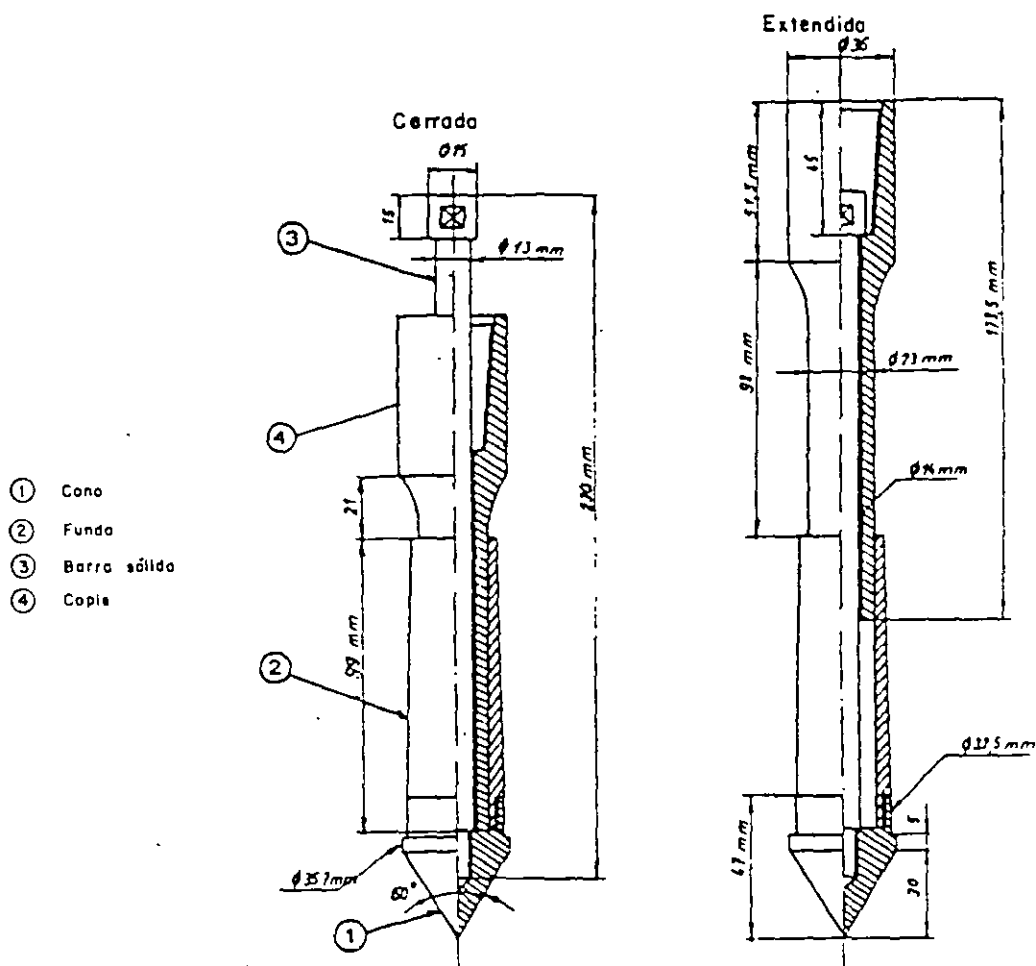


FIG 1 PUNTA DELFT

describen brevemente a continuación.

a) *Punta Delft*. En la fig 1 se muestra esta punta, que consta del cono (1) de 3.6 cm de diámetro (10.0 cm² de área), montado en el extremo inferior de una funda deslizante (2) de 9.9 cm de longitud, cuya forma cónica lo hace poco sensible a la fricción del suelo confinante; el cono penetra gracias a la fuerza axial que le transmite el vástago (3), roscado al cono y protegido por el cople conector (4).

b) *Punta Begemann*. Diseñada para medir la resistencia de punta y fricción (fig 2). Consiste del cono (1) de 3.57 cm de diámetro (10.0 cm² de área), montado en una pieza cilíndrica deslizante (2) de 11.1 cm de longitud y 3.25 cm de diámetro, que su forma la hace poco sensible a la fricción con el suelo confinante; más atrás va la funda de fricción (3), de 13.3 cm de longitud y 3.6 cm de diámetro (150.4 cm² de área), esta funda también es una pieza deslizante. El vástago (4) está enroscado al cono y tiene una ampliación para jalar a la funda de fricción; finalmente, el cople conector (5).

2.2 Mecanismo de carga axial

En la fig 3 se muestran dos mecanismos de carga, uno mecánico y otro hidráulico con capacidades de 250 a 10 000 kg, respectivamente; sus elementos principales son: 1) el sistema de carga axial de 1 m de carrera, igual que la longitud de las barras, genera la carga mediante engranes y cremallera o una bomba hidráulica, 2) la pieza de cerrojo, que puede aplicar carga selectivamente a la columna de barras centrales, a las barras huecas o simultáneamente a ambas, 3) los manómetros de alta y baja presión, que determinan la presión de la celda hidráulica hermética en la que se apoya el dispositivo de cerrojo, 4) el sistema de anclaje, resuelto mediante cuatro barras helicoidales, que se hincan en el suelo a rotación.

3. OPERACION DEL EQUIPO

3.1 Punta Delft

El procedimiento convencional de operación del cono Delft consiste en obtener lecturas cada 20 cm; para ello se hincan el cono un máximo de 7 cm; por medio de las barras centrales,

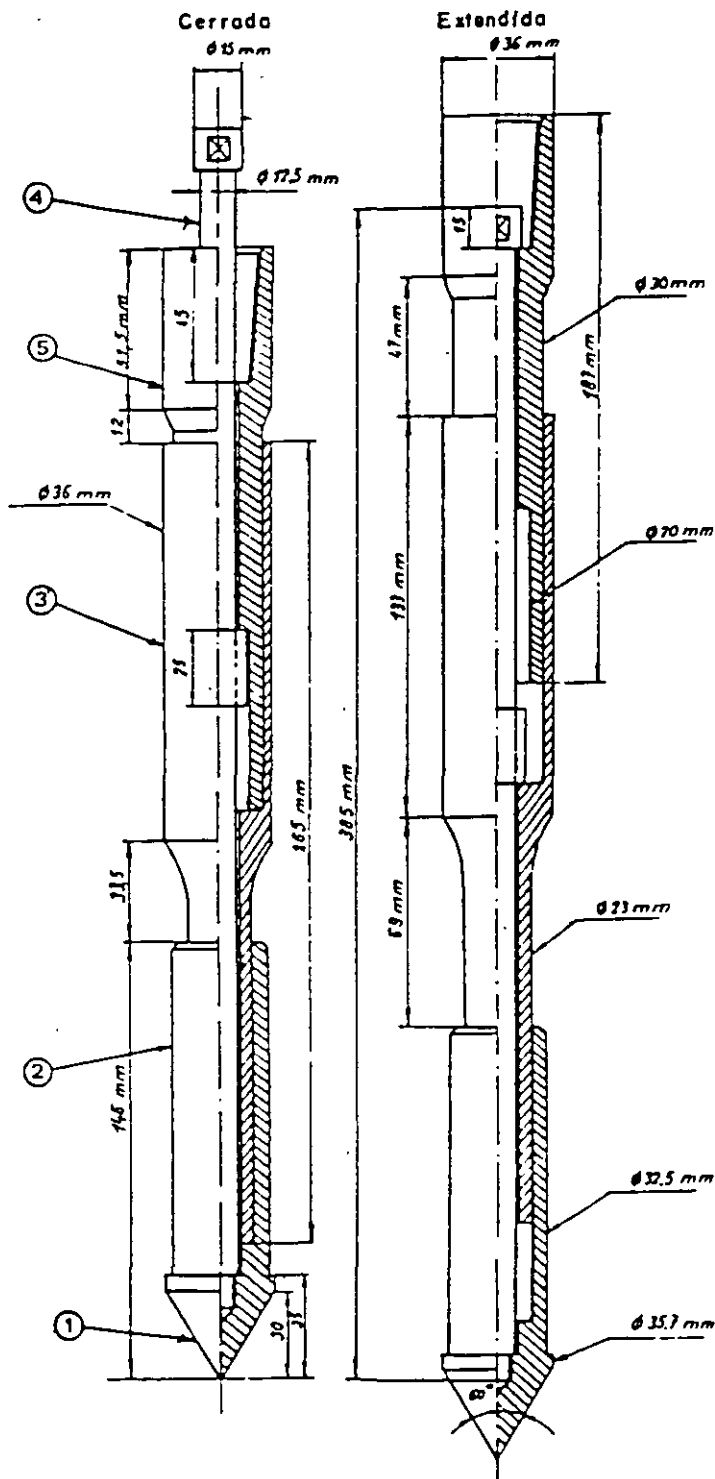


FIG 2 PUNTA BEGEMANN

observando en los manómetros la presión desarrollada durante el hincado; la condición final del cono (extendido) se muestra en la fig 1. A continuación se hincan la columna de barras exteriores 20 cm; en los primeros ocho, el cono debe recuperar la condición inicial (cerrada) y en los 13 cm restantes, el cono, las barras centrales y las exteriores penetran

juntos, completándose de esta manera un ciclo de medición.

3.2 Punta Begemann

El procedimiento convencional se realiza con mediciones de la resistencia del suelo cada 20 cm, determinando primero la fuerza de punta (Q_c) para hincar el cono de las barras centrales un incremento de 3.5 cm; concluido ese movimiento, la ampliación del vástago hace contacto con la funda de fricción, así al continuar empujando la barra central otros 3.5 cm se hincan el cono y simultáneamente se arrastra la funda, registrando los manómetros la presión debida a las fuerzas de punta y fricción ($Q_c + F_s$). La condición extendida del cono se muestra en la fig 2; a continuación se hincan las barras exteriores 20 cm; con ello se cierra el mecanismo los 7 cm que se abrió, y la punta llega a la siguiente posición donde se iniciará otro ciclo de medición.

4. RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados que se obtienen son similares a los descritos para el cono eléctrico, aunque la falta de sensibilidad y precisión de los manómetros afecta a las mediciones. En la fig 4 se muestran dos sondeos, uno con cono mecánico y otro eléctrico; se advierte en el mecánico, que muchos tramos aparecen verticales, como de igual resistencia, dando una falsa impresión de estratificación, que ocurre en el sondeo con cono eléctrico. En la zona de menor resistencia el cono mecánico determina resistencias de la mitad del cono eléctrico; este es un error debido a que no se puede controlar el peso de las barras centrales, que por estar simplemente apoyadas permanentemente gravitan sobre el cono, haciendo poco confiable a este tipo de cono cuando se sondean suelos blandos.

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 Determinación de las resistencias

Con las presiones medidas en los manómetros y conociendo el área de la celda hidráulica, se pueden determinar la fuerza mecánica para hincar el cono y para el cono y funda simultáneamente; a continuación se aplican las siguientes expresiones:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad (1)$$

donde

Q_c fuerza necesaria para hincar el cono, kg

A_c área transversal del cono, 10 cm^2

q_c resistencia de punta, kg/cm^2

$$f_s = \frac{F_s}{A_f} \quad (2)$$

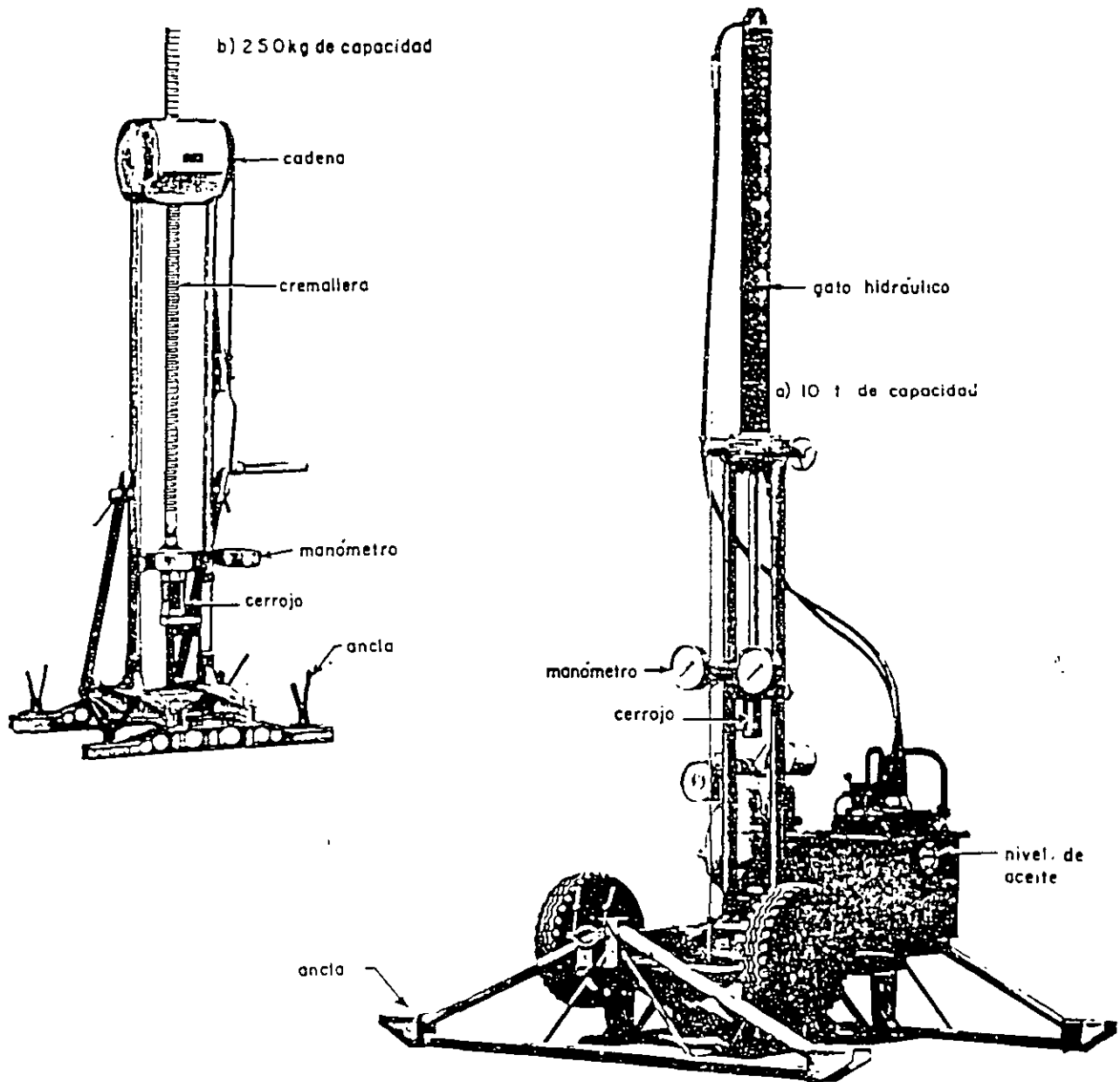


FIG 3 MECANISMO DE CARGA AXIAL

donde

$$F_s = R_t - Q_c \quad (3)$$

siendo

- R_t fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, en kg
- F_s fricción lateral local en la funda deslizante, en kg
- A_t área lateral de la funda, 150 cm²

5.2 Correlaciones con los parámetros de resistencia

En el inciso 3.4.2 relativo al cono eléctrico se describen las correlaciones que se han logrado establecer para los suelos de la zona del lago; desafortunadamente, en la literatura técnica (refs 1 y 2) se reconoce que las diferencias en la forma de los conos eléctrico y mecánico afecta estas correlaciones. En conclusión, para adoptar el cono mecánico en los suelos de la Ciudad de México, se requiere obtener los factores de correlación con las pruebas de laboratorio convencionales.

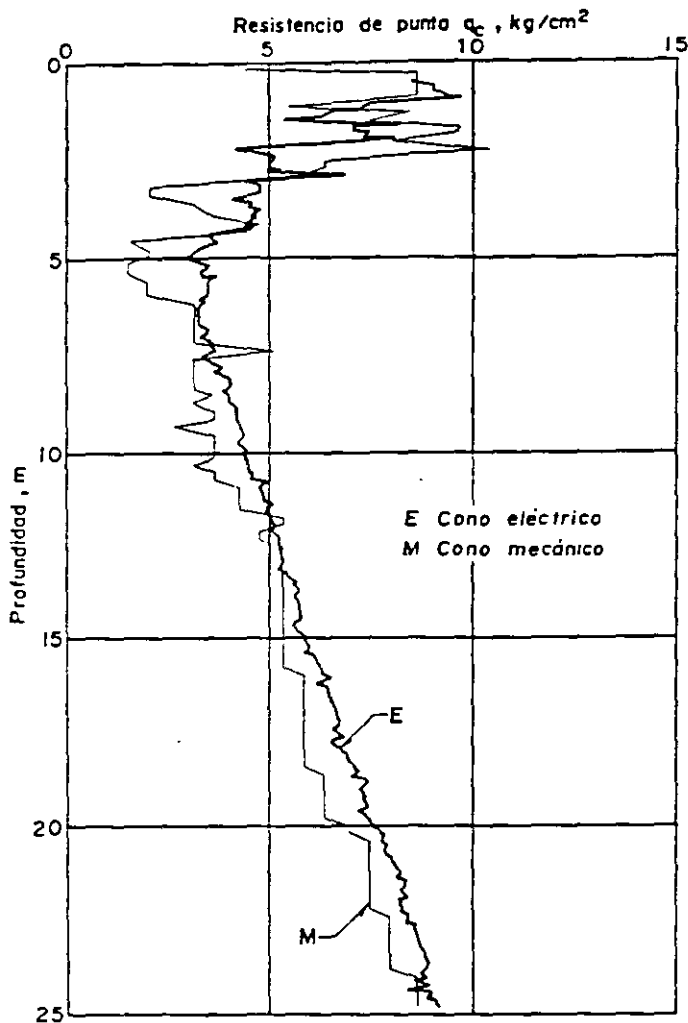


FIG 4 GRAFICA RESISTENCIA DE PUNTA-PROFUNDIDAD CON CONO MECANICO EN SUELOS BLANDOS

6. COMENTARIOS

La principal ventaja del cono mecánico sobre el eléctrico es su simplicidad, que permite fácilmente mantenerlo y repararlo; en cambio, el mantenimiento del cono eléctrico requiere personal y equipo especializado.

Las desventajas del cono mecánico son: a) se desconoce la magnitud de la fricción que se desarrolla entre las barras interiores y exteriores; esto puede ser particularmente significativo en los suelos blandos, y b) la deformación elástica y pandeo de las barras interiores dificulta el control de la penetración de suelos duros.

La resistencia de punta de suelos blandos se tiende a subvalorar cuando se utiliza el cono mecánico, como se muestra en la fig 4.

7. REFERENCIAS

1. Sanglerat, G, "Penetrometer and soil exploration", Elsevier Scientific Publishing Co., Nueva York (1972)
2. Schmertmann, J H, "Guidelines for cone penetration. Test, performance and design", informe FHWA-TS-78-209, Department Transport, EUA (1978)

3.4.4. Penetración estándar

1. OBJETIVOS

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

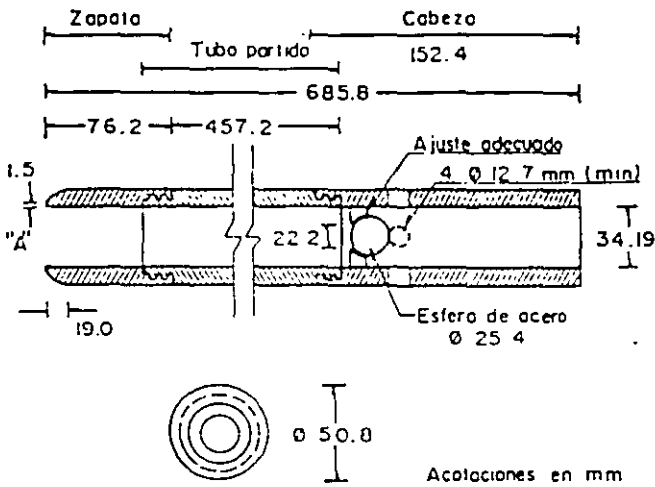
Esta técnica de exploración es útil en suelos

granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos, como los de la Ciudad de México no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

2. EQUIPO

2.1 Penetrómetro estándar

Es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la fig 1 (ref 1); el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la super-



NOTAS:

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor
- Se permite el uso de trampas de paso (canasillas)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

FIG 1 PENETROMETRO ESTANDAR

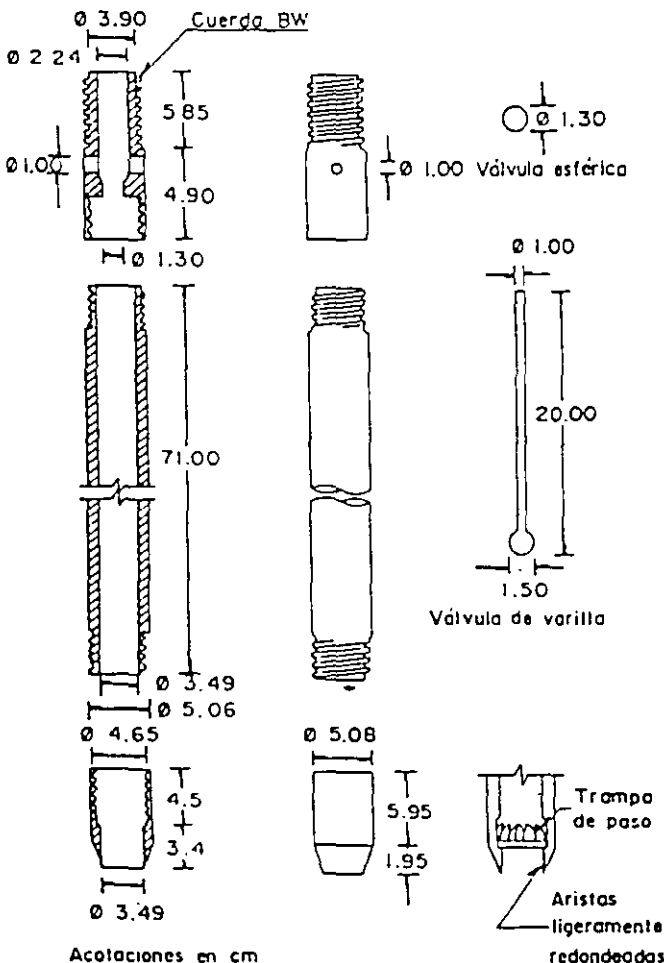


FIG 2 PENETROMETRO ESTANDAR

ficie, una vez hincado el muestreador, se presenta en la fig 2. Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio. Otra alternativa es un tubo cerrado con funda de polietileno, aunque es poco aconsejable, porque no puede observarse la muestra en el campo.

2.2 Equipo auxiliar

- Columna de barras.** El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación, de diámetro AW o BW. Ambos tipos son equivalentes porque tienen un peso semejante (ver tabla 1); sin embargo, son preferibles las BW porque sufren menos pandeo al someterlas a los impactos.
- Martinete golpeador.** El penetrómetro se hince con los impactos del martinete de 64 kg y 75 cm de caída (trabajo = 4800 kg-cm); en la fig 3 se muestran el martinete y la cabeza de golpeo en el arreglo más convencional. Se ha extendido el uso de los llamados martinets de seguridad (fig 4), que controlan con mayor precisión la altura de caída (ref 2).

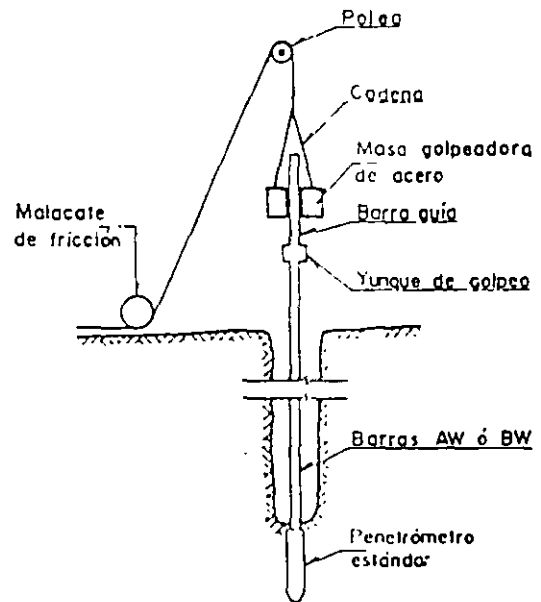


FIG 3 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

- Cabeza de gato.** Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de 3/4 pulg.; para sostener el cable, se requiere un tripicó o una torre equipados con una polea.

3. OPERACION DEL EQUIPO

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de

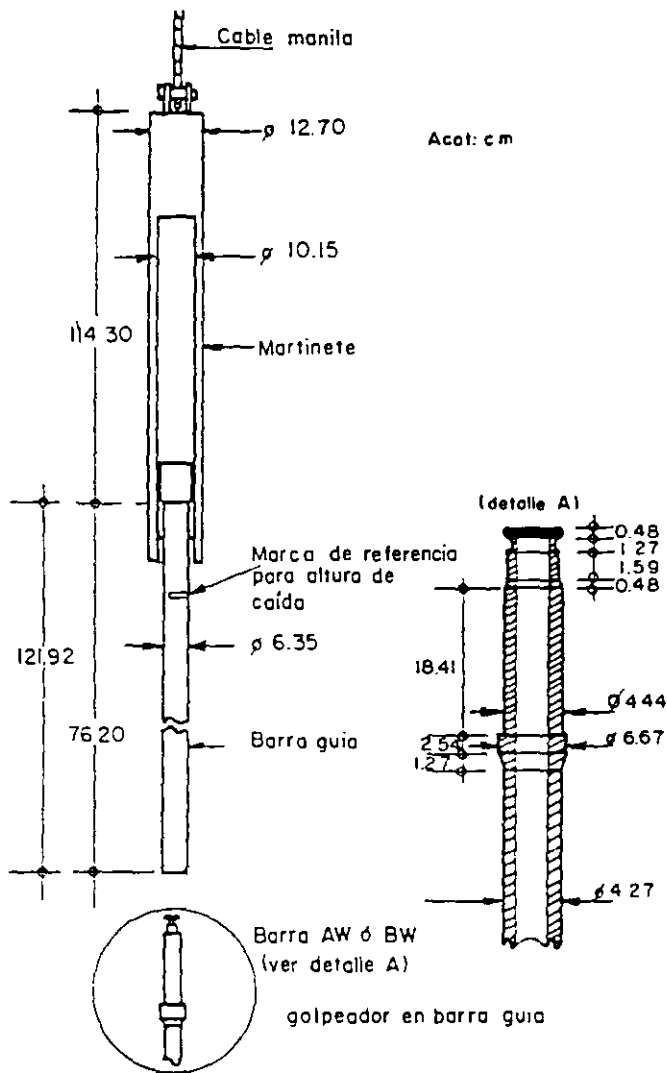


FIG 4 MARTINETE DE SEGURIDAD

64 kg, dejada caer desde 75 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación. -

En caso de que el número de golpes llegue a cincuenta y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba. Un procedimiento alterno usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm adicionales (60 cm en total); desde luego, el número de golpes, N , se obtiene como ya se describió, por lo que la única ventaja de este procedimiento es que se muestrea un tramo ligeramente mayor; lo cual permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos vueltas en la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es 10 cm, en cuanto a la selección de la técnica de perforación más adecuada deberán seguirse las recomendaciones del inciso 3.5.

Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol.

La información de campo debe recopilarse en un registro como el de la fig 5; si se decide hincar el penetrómetro 60 cm, deberá agregarse otra columna al registro; las notas aclaratorias tendrán que ser claras y breves.

4. RESULTADOS

- Muestras alteradas.** Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas por ello, sólo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas indicadas que no requieran especímenes inalterados.
- Perfil estratigráfico.** La clasificación de campo de los suelos muestreados permite elaborar la primera versión del perfil estratigráfico del sitio, que posteriormente se precisará y corregirá en el laboratorio.
- Resistencia a la penetración.** Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad.
- Resultados típicos.** La fig 6 ilustra un caso típico de sondeo que corresponde a la zona del lago; como en todos los sondeos que se realizan en esa área de la Ciudad, el número de golpes en su mayoría resulta cero (el muestreador penetra por su propio peso), mostrando la insensibilidad de la prueba de penetración estándar como técnica de medición de la resistencia al corte en estos suelos blandos. La fig 7 corresponde a un suelo en la zona de transición en la que predominan los suelos no saturados; en otro sondeo vecino se observó que el estrato arenoso localizado entre 13.2 y 14.0 m de profundidad es un acuífero sin artesianismo; la parte inferior de ese estrato está impermeabilizada por limos y arcillas de alta plasticidad; por su parte, las tobas que aparecen desde 17 m se encuentran con muy bajo contenido

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO	M-14	NIV FREATICO	HOJA
	LOCALIZACION		MAQUINA	FECHA
	X:		1	27 Jun 87
	Y:		OPERADOR	SUPERVISION
	Z:		E López	Ing. Cuatrecasas

Prof. m	Clasificación de Campo	Muestra No	N (SPT)			Muestreo		Ademe Prof	Hora.
			1 15 cm	2 15 cm	3 15 cm	Pre-sión	Rec.		
	CL Café	F-1	10	15	25	-	-	-	8:30
	CL Café con arena	F-2	10	20	30/4	-	-	-	9:00
	CH Oranosa gris	TS-1	-	-	-	-	20/30	-	10:00 (1)
	CH " "	F-3	10	35	35	-	-	-	10:30
	CH " "	TR-2	-	-	-	-	30/30	-	11:10 (2)
	SW fina gris	F-4	5	10	15	-	-	-	11:50 (3)
	"	F-5	5	20	30	-	-	-	12:10
	"	F-6	5	25	35	-	-	-	12:40 (4)
	CL Café	F-7	5	10	20	-	-	-	13:00
	CL Café	TR-3	-	-	-	-	20/30	-	13:20
		TR-9	-	-	-	-	-	-	13:30 (5)
		F-8	-	-	-	-	-	-	

DATOS FICTICIOS

- NOTAS
- 1) La CH empezó a los 4.5 m
 - 2) La parte inferior del TR-2 es SW
 - 3) La SW empieza a 12.0 m, se perdió el agua de perforación
 - 4) Se tiene azolve y se decidió parar ademe
 - 5) Se perdió la muestra, probablemente era arena

FIG 5 REGISTRO DE CAMPO

de agua. La influencia del humedecimiento que generó el lodo de perforación en los valores de la resistencia a la penetración y contenido natural de agua, así como el efecto del chiflón de la broca de perforación, pueden advertirse en las incongruencias de la fig 7; por ejemplo, en los tres estratos con material granular (3.6 a 4.8, 9.5 a 11.5 y 13.3 a 14.0 m), la resistencia deducida de las pruebas de penetración estándar resultaría muy baja y aun menor que la de los estratos arcillosos vecinos. En la fig 8 se presenta un buen ejemplo de congruencia de la prueba de penetración estándar, SPT, con las condiciones estratigráficas del sitio como consecuencia de que el nivel freático es superficial.

5. INTERPRETACION DE RESULTADOS

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas; es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos de la Ciudad de México y que para los suelos más blandos del lago, en los que el penetrómetro se hinca únicamente por el peso de las barras y martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla ($N = 0$).

Por lo anterior, las correlaciones que se describen a continuación deben aplicarse con las debidas reservas, ya que se desconoce su orden de precisión y tampoco se sabe la tenden-

PROF m	ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		MUESTRA			RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR	CONTENIDO NATURAL DE AGUA, W, %
	DESCRIPCION	PERFIL	No.		REC %	0 5 N 10	W P 100 200 300 L
0	Relleno:						
NF	Limo gris arenoso, grumoso, con poca arena fina Arena pumitica fino y media		1	S			
	Limo gris verdoso oscuro, con vetas de arena fina con fósiles		2	S			
			3	S			
5	Arcilla gris oscuro, algo grumosa		4	S			
	Arcilla ocre		5	S			
	Arcilla café grisáceo, con veto arenoso		6	S			
	Arcilla ocre, con fósiles, fisurada		7	S			
	Arcilla gris verdoso, con fósiles		8	S			
	Arcilla en varios tonos de café, con vidrio volcánico		9	R			
			10	S			
10	Arcilla rojiza y café rojizo con manchas cafés, con fósiles		11	S			
	Arcillas alternadas gris verdoso, café, gris y café grisáceo		12	S			
	Limo arcilloso gris oscuro, grumoso y quebradizo		13	S			
			14	S			
	Arcilla gris oscura con algunos lentes café grisáceo, con fósiles y algunas fisuras		15	R			
			16	R			
			17	S			
15	Arcilla gris verdoso		18	S			
			19	S			
	Arcilla café grisáceo, con lentes de vidrio volcánico y pocos fósiles		20	S			
			21	S			
	Arcilla gris verdoso oscuro con manchas grises y cafés		22	S			
			23	R			
20			24	S			

R= Tubo dentado

S= Tubo shelby

- Recuperación

FIG 6 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DEL LAGO)

cia del signo de cada correlación; por ejemplo podría subestimarse sistemáticamente la resistencia.

a) *Correlación de N en suelos cohesivos.* El número de golpes, N, de la prueba de penetración estándar, SPT, puede interpretarse con la ayuda de la tabla 2 (ref 3) o de la fig 9 (ref 4); con alguno de estos auxilios se deduce el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) y el correspondiente a la resistencia al corte ($c = q_u/2$).

b) *Correlaciones de N en suelos granulares.* Usualmente se estima la compacidad relativa con ayuda de la tabla 3 (ref 3).

6. COMENTARIOS

La prueba de penetración estándar, SPT, es aplicable sólo en la etapa de exploración del subsuelo; la información que proporciona carece de la confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos; por tanto no debe aplicarse

se para el diseño geotécnico definitivo.

En la zona del lago, el penetrómetro se utiliza únicamente para rescatar muestras alteradas de lentes y estratos duros; la información que proporciona de los suelos blandos, en cuanto a propiedades de resistencia es muy limitada. En este tipo de suelos, el cono eléctrico es una técnica de exploración más eficiente y precisa (inciso 3.4.2).

En la zona de transición, la prueba SPT es muy útil como técnica de exploración, cuidando de que en las zonas con nivel freático profundo se perfore en seco, con herramientas helicoidales o con aire como fluido de perforación (inciso 3.5).

En la zona de lomas, la prueba SPT no es aplicable, ya que el muestreador sólo penetra unos centímetros y únicamente puede estimarse que la resistencia a la penetración N es mayor de 50 golpes; en conclusión, no se logra definir ningún parámetro de resistencia.

TABLA 1. BARRAS DE PERFORACION

Barra	Diám ext, en cm	Diám int, en cm	Peso, en kg/m	Recomendable en sondeos:
AW*	4.44	3.09	6.53	Menores de 15 m
BW	5.40	4.45	6.22	Menores y mayores de 15 m

*Paredes paralelas

TABLA 2. CORRELACION ENTRE N, q_u Y CONSISTENCIA RELATIVA DE SUELO COHESIVO

Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Dura	Muy dura	Durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
q_u	< 0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1.0-2.0	2.0-4.0	> 4.0

N número de golpes en la prueba de penetración estándar

 q_u resistencia a la compresión simple, en kg/cm^2

TABLA 3. CORRELACION ENTRE COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS Y NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	Muy suelta
4 - 10	Suelta
10 - 30	Media
30 - 50	Densa
> 50	Muy densa

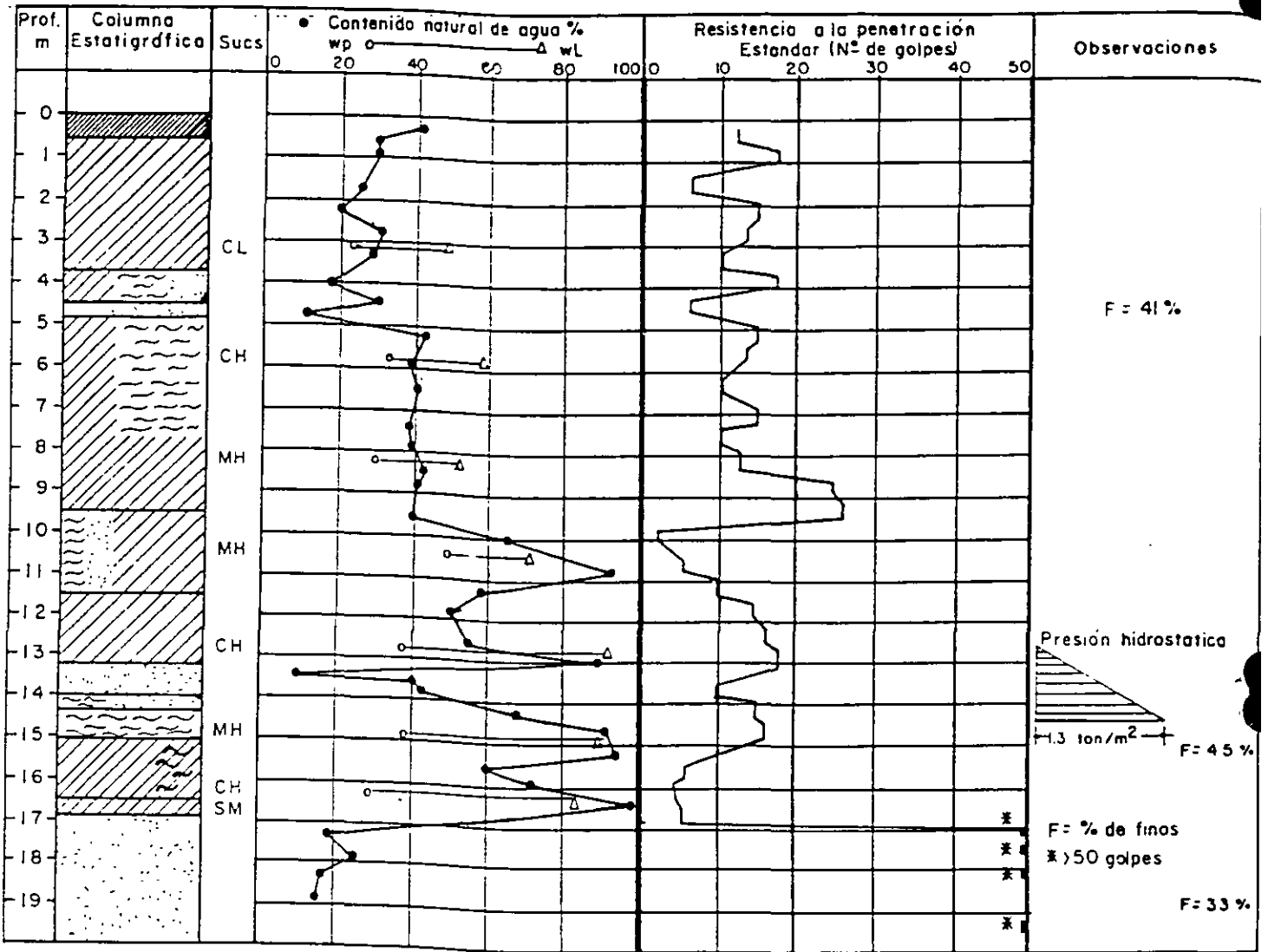


FIG 7 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DE TRANSICION ABRUPTA)

7. REFERENCIAS

1. ASTM Designation D 1585-67: "Standard method for penetration test and split-barrel sampling of soils", EUA
2. Petróleos Mexicanos, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma 2.214.05, México, D.F. (1967)
3. Terzaghi, K y Peck, B, "Soil mechanics in engineering practice", John Wiley and Sons, Nueva York (1967)
4. Malcev, A, "Interpretation of standard spoon penetration testing", The economic use of soil testing in site investigations, Birmingham, Alabama (1968)

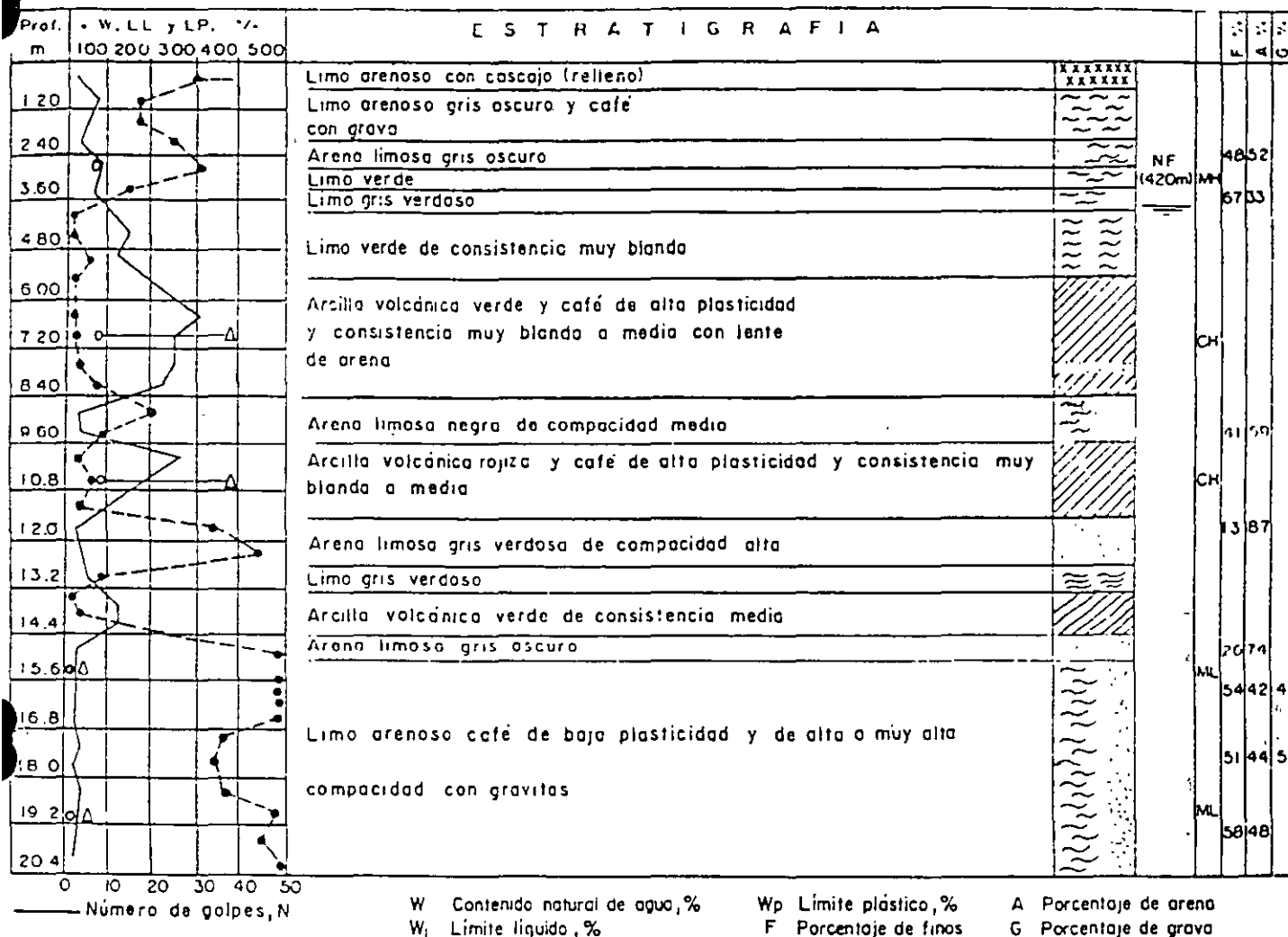


FIG 8 SONDEO DE PENETRACION ESTANDAR (ZONA DE TRANSICION INTERESTRATIFICADA)

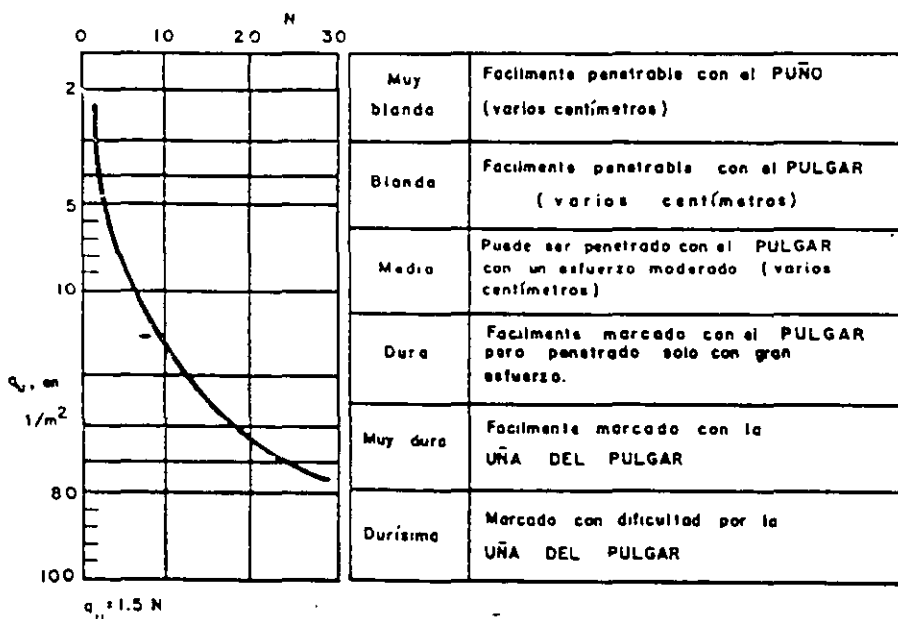


FIG 9 CORRELACION ENTRE N, q_u Y LA CONSISTENCIA RELATIVA

3.4.5. Tubo de pared delgada

1. OBJETIVO

El empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

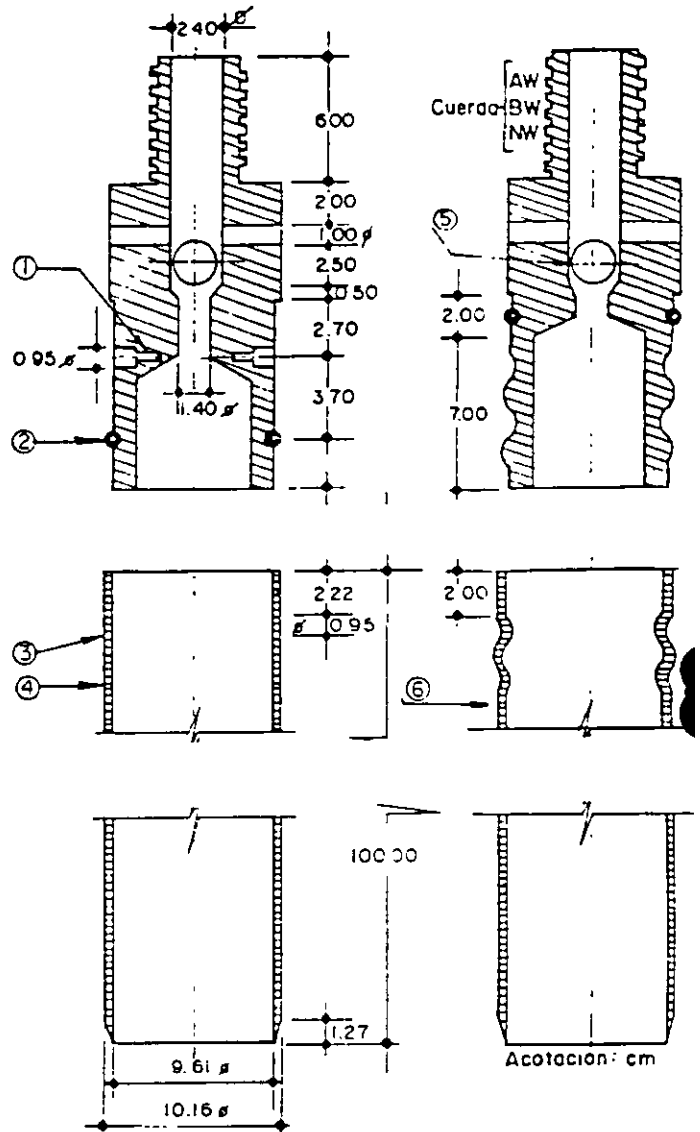
2. DESCRIPCION DEL MUESTREADOR

Está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hincan al muestreador desde la superficie.

La fig 1 presenta los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales: el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aún operando en suelos duros (ref 1). La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de hincado, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La fig 2 corresponde a un muestreador con válvula deslizante, en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de láminas de suelo, permitió a



- | | |
|-------------------------------|-------------------|
| ① Tres tornillos allen @ 120° | ④ Tubo |
| ② Aro sello de hule | ⑤ Esfera metálica |
| ③ Perforación | ⑥ Cuerda repujada |
- Unión con tornillos allen Unión con cuerda repujada

FIG 1 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA ESFERICA DE PIE

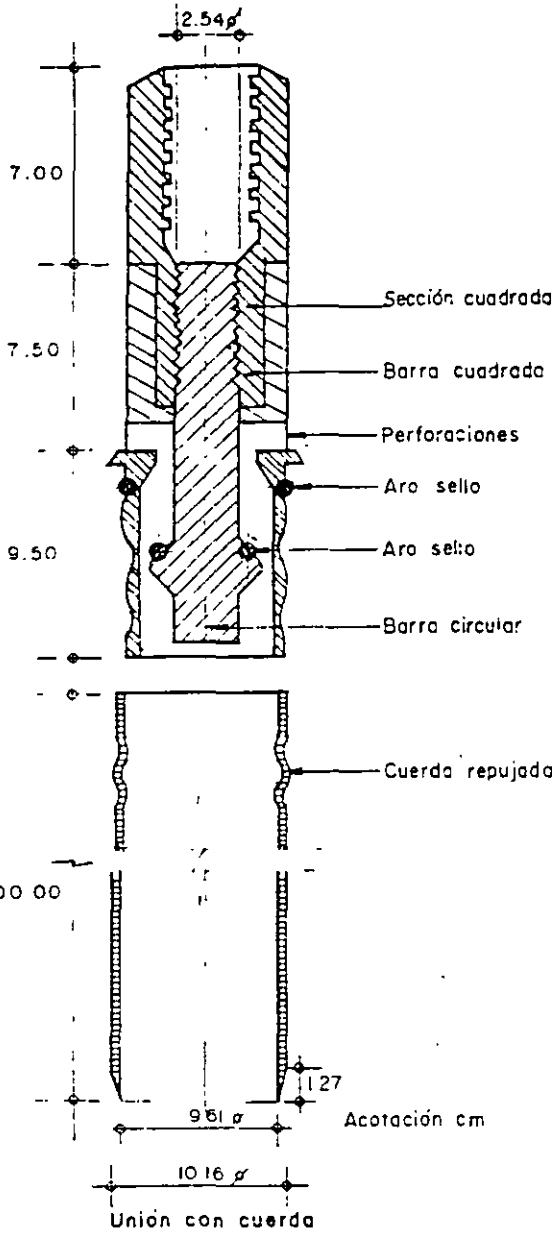
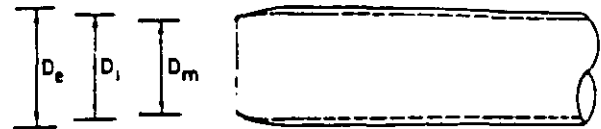


FIG 2 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA DESLIZANTE

Hvorslev (ref 2) fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento, las cuales se resumen en la fig 3.

En la fig 4 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros usuales de 7.5 y 10 cm, de los que únicamente deben usarse los de 10 cm, sobre todo cuando se hagan pruebas de consolidación que requieran especímenes de 10 cm de diámetro.

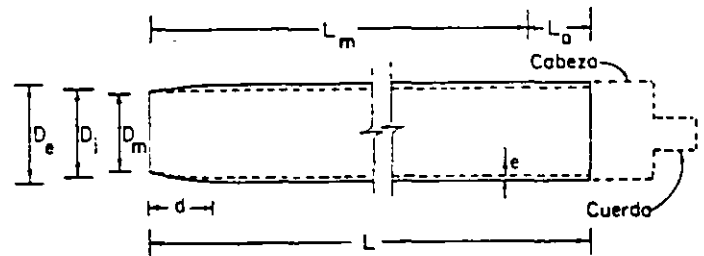
El procedimiento de afilado del tubo necesita ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas (fig 4). En la ref 2, Hvorslev des-



Relación de áreas	$\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} \times 100 < 10 \%$
Relación de diámetros	$0.7\% < \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 1.5\%$

D_e Diámetro exterior
 D_i Diámetro interior
 D_m Diámetro de la muestra

FIG 3 RELACIONES DE AREAS Y DIAMETROS (Ref 2)



Diámetro nominal (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 y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW y NW

D_e Diámetro exterior
 D_i Diámetro interior
 D_m Diámetro de muestra
 e Espesor
 d Longitud aguzada
 L Longitud de tubo
 L_m Longitud de muestreo recomendable
 L_o Espacio para azolves (L_o = L - L_m)

FIG 4 DIMENSIONES DE LOS TUBOS DE PARED DELGADA

cribe dos métodos para esta operación: el más sencillo consiste en afilar primero el tubo en un torno y después con un bloque de moldear darle la forma de la fig 3.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador es el de pintarlo interiormente para reducir la corrosión de la lámina que induce cambios fisicoquímicos en el suelo muestreado.

Una alternativa para eliminar la corrosión y reducir además la fricción tubo-suelo al extraer las muestras, es recurrir a tubos de aluminio o de plástico PVC: la solución más factible es un muestreador de acero con camisa interior de aluminio o plástico y zapata de acero en su extremo de ataque.

3. OPERACION DEL EQUIPO

Las muestras de suelos blandos que se obtienen con tubos Shelby, utilizando técnicas de perforación a rotación o por lavado, frecuentemente resultan fisuradas, observándose fácilmente por la bentonita o azolve que penetra en ellas (inciso 3.5). Las muestras fisuradas no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Para reducir la influencia que induce la técnica de perforación, se requiere el empleo de la *posteadora-rimadora* (inciso 3.5), combinando su aplicación con la broca de aletas, descrita en el mismo inciso, de acuerdo con la siguiente secuencia: a) perforar con la broca de aletas hasta llegar 1.0 m arriba de la profundidad de muestreo, b) perforar con la *posteadora-rimadora* el tramo faltante de 1.0 m, y c) muestrear con el tubo de pared delgada.

El muestreador Shelby se debe hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/s una longitud de 75 cm; esto es, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; en seguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca al exterior y se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

4. COMENTARIOS

Estudios recientes señalan que para lograr un muestreo inalterado de calidad en suelos blan-

dos cohesivos debe recurrirse al uso de tubos de pared delgada con pistón fijo (ref 4). Sin embargo, en la Ciudad de México se han establecido rutinas de trabajo en campo, entre las cuales se cuenta el muestreo inalterado con tubos Shelby y los procedimientos de perforación a rotación y por lavado; esto provoca que el muestreo inalterado sea generalmente de baja calidad y lleve a subestimar las propiedades del subsuelo, resultando un sobrediseño geotécnico. Actualmente es preciso modificar al menos las técnicas de perforación (inciso 3.5), de manera que la alteración al subsuelo sea la mínima posible, y provisionalmente seguir empleando el muestreo con tubos Shelby, admitiendo que se extraen muestras ligeramente alteradas; mientras se desarrolla una mejor técnica de muestreo.

El control y protección de las muestras se presentan en el anexo 1.

5. REFERENCIAS

1. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1976)
2. Hvorslev, M, "Subsurface exploration and sampling of soil for civil engineering purposes", ASCE (1949)
3. ASTM Designation D 1587-74: "Thin-walled tube sampling of soils" (1977)
4. ISSMFE, "The international manual for sampling of soft cohesive soils" (second draft), (1978)

3.4.6. Tubo dentado

1. OBJETIVO

Esta herramienta permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteración; en estos materiales presenta claras ventajas de operatividad y costo sobre muestreadores de barril doble.

2. DESCRIPCION DEL MUESTREADOR

Lo constituye un tubo de acero, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que, a su vez, va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hinca y se da rotación al muestreador desde la superficie; la parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente (fig 1), que miden de 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base. La sierra se forma con alternaciones de un diente recto y

otro doblado 0.2 cm hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

En la fig 2 se presenta este muestreador con los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales; el primero con tres tornillos allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aun en suelos duros (ref 1). La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que se abre durante la etapa de muestreo para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La fig 3 corresponde a un muestreador de válvula deslizante, en el que se sustituye la

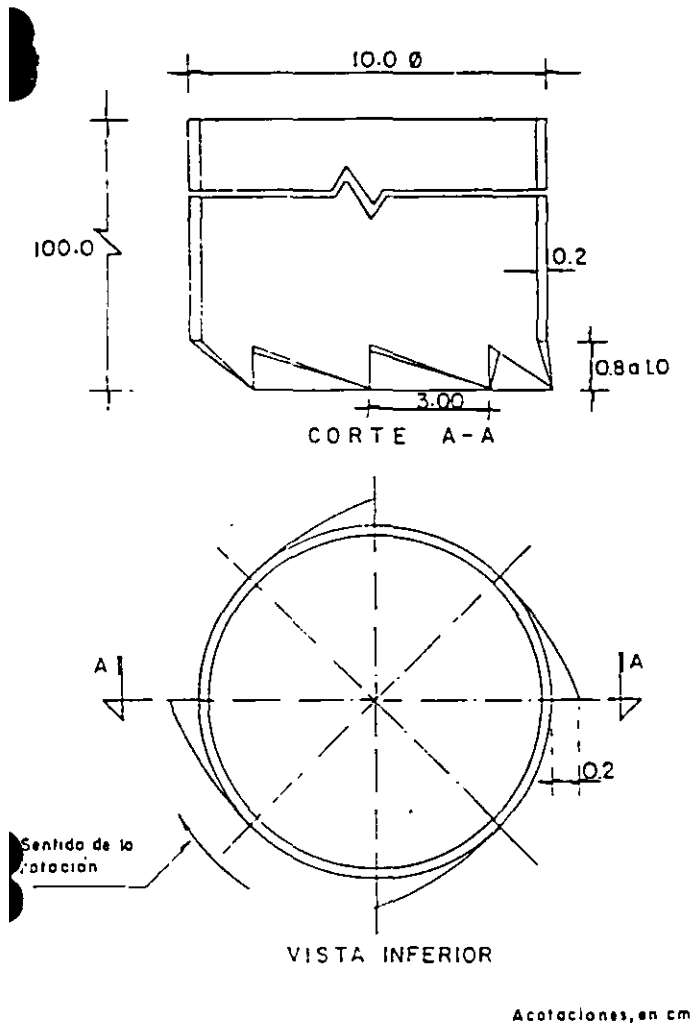


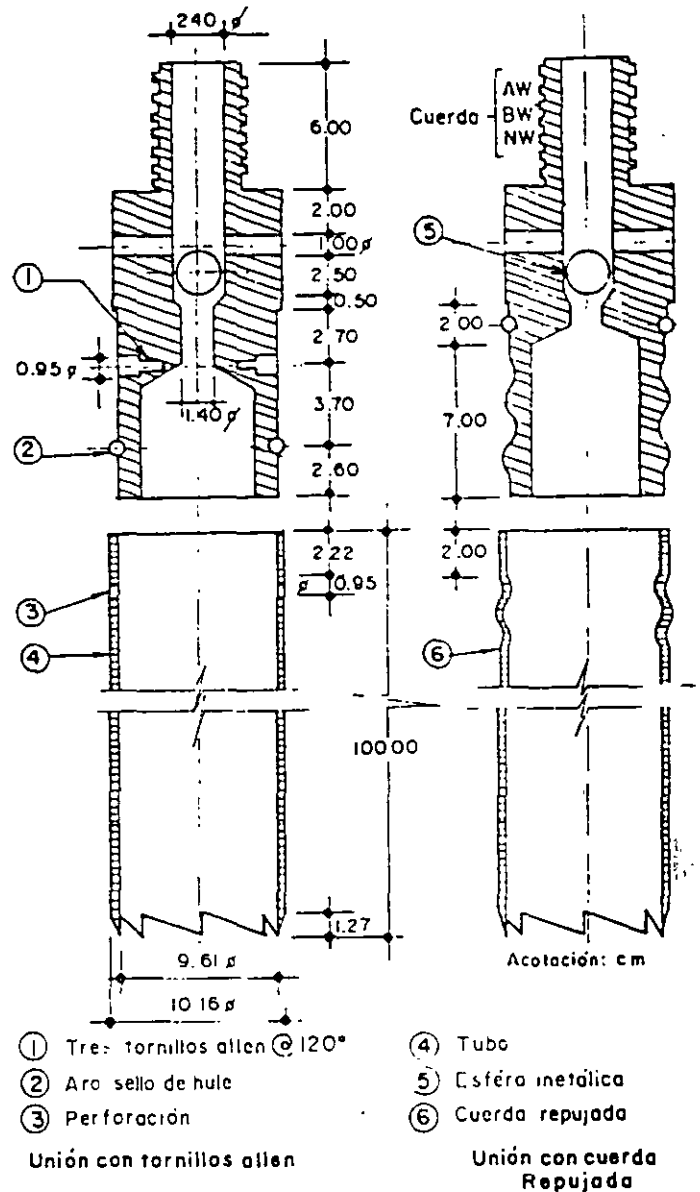
FIG 1 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO

válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; sobre esta barra desliza la pieza, a la que se fija el tubo muestreador y que tiene horadaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

Es imprescindible pintar interiormente el muestreador para reducir el fenómeno de corrosión de la lámina que provoca cambios físico-químicos en el suelo muestreado.

3. OPERACION DEL EQUIPO

Este muestreador se hince operándolo a rotación con velocidades menores de 100 rpm y presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s, hasta penetrar 75 cm; de esta manera queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del pozo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo tres minutos a fin de que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia contra las paredes del tubo; enseguida se corta la base del espécimen, girando dos vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpian sus extremos e



- | | |
|-------------------------------|-------------------|
| ① Tre: tornillos allen @ 120° | ④ Tubo |
| ② Aro sello de hule | ⑤ Esfera metálica |
| ③ Perforación | ⑥ Cuerda repujada |
- Unión con tornillos allen Unión con cuerda Repujada

FIG 2 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO CON VALVULA ESFERICA DE PIE

identifica. Las muestras obtenidas con esta técnica presentan alteración en un anillo perimetral de 2 a 4 mm de espesor.

4. COMENTARIOS

Este tubo dentado frecuentemente recupera muestras de mejor calidad que el muestreador de barril Denison; sobre todo en los suelos arcillosos duros y capas granulares compactas que se encuentran en el subsuelo de la Ciudad de México, independientemente de su simplicidad de operación y bajo costo. El control y protección de las muestras se presentan en el anexo 1.

5. REFERENCIAS

1. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyectos de cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1976)

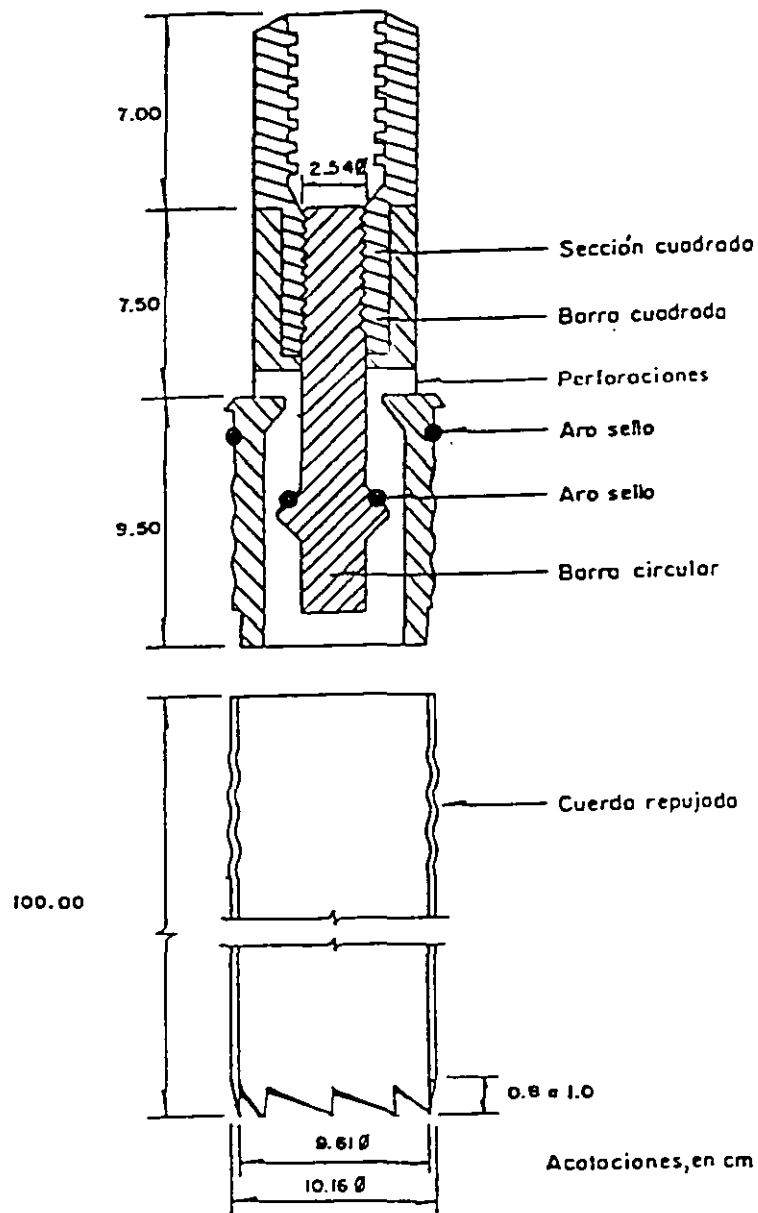


FIG 3 MUESTREADOR DE TUBO DENTADO CON VALVULA DESLIZANTE

3.4.7. Barril Denison

1. OBJETIVOS

Con el muestreador de barril Denison, que opera a rotación y presión, se obtienen especímenes de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático; las muestras siempre presentan cierto grado de alteración. Cuando se muestrean estos suelos arriba del nivel freático, las muestras se contaminan con el agua o lodo de perforación, por lo

cual su aplicación se condiciona al empleo de aire como fluido de perforación.

2. DESCRIPCION DEL MUESTREADOR

El muestreador tipo Denison consiste en tubos concéntricos; uno interior, que penetra en el suelo a presión, y rescata la muestra, mientras que el exterior, con la broca en extremo gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere flu

do de perforación (agua, lodo o aire) que se hace circular entre ambos tubos.

En la fig 1 se presenta el diseño actualizado de este muestreador; se observa como los tubos concéntricos se acoplan a la cabeza con baleros axiales, que sirve de unión con la columna de barras de perforación y permite que el tubo interior se hincue a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así, durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia d antes que la broca (fig 2), para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación. La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste; en la fig 3 se muestran las dos brocas tipo más usuales.

Las dimensiones del muestreador Denison, que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla 1; el diámetro admisible de muestreos es de 10.0 cm.

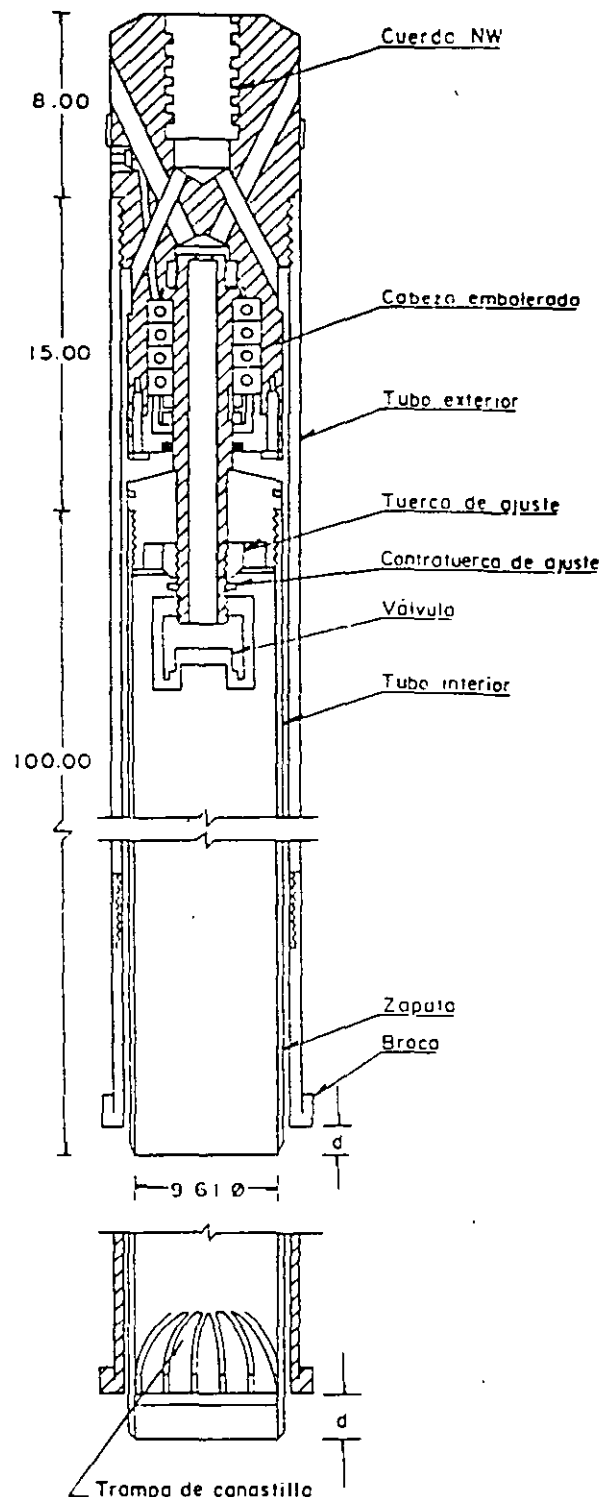
Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla, formada por lengüetas de lámina de acero flexible (fig 1).

3. OPERACION DEL EQUIPO

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia d , entre el tubo interior y la broca (fig 2), de acuerdo con el material que se va a muestrear; también se necesita verificar que la cabeza esté limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hincó la profundidad d , para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo exterior. Durante el muestreo, la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical; la primera varía entre 50 rpm para materiales blandos y 200 rpm para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 1 ton.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no pueda avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial y se deja reposar tres minutos a fin de permitir que la muestra expanda; después se gira para romper el espécimen por la base y posteriormente extraer el muestreador.

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos. En muestreos arriba del nivel freático se debe utilizar aire; podría ser admisible emplear lodo, condicionando a comprobar que la contaminación que induce a la muestra sea tolerable. En muestreos abajo del nivel freático es factible utilizar agua o lodo. Las características de este lodo se discuten en



Ajuste d , entre broca y tubo interior

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

FIG 1 MUESTREADOR DENISON

la ref 1. La presión de operación del fluido de perforación debe ser la mínima necesaria, para mantener limpia la perforación.

4. COMENTARIOS

El empleo de este muestreador con lodo de perforación generalmente induce contaminación en las arcillas que se localizan abajo del nivel freático, así como el lavado de lentes de arena típicas del subsuelo de la Ciudad de México; por ello generalmente se obtienen mejores muestras con el tubo dentado de rotación (inciso 3.4.6). El barril Denison es el mejor muestreador para las tobas duras, cuidando de utilizar aire como fluido de perforación, cuando se muestrea arriba del nivel freático.

El control y protección de las muestras se presenta en el anexo 1.

5. REFERENCIA

1. Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1976).

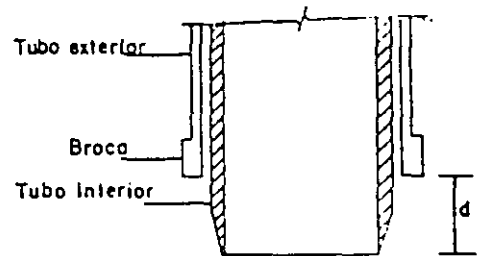


FIG 2 AJUSTE DEL MUESTREADOR DENISON

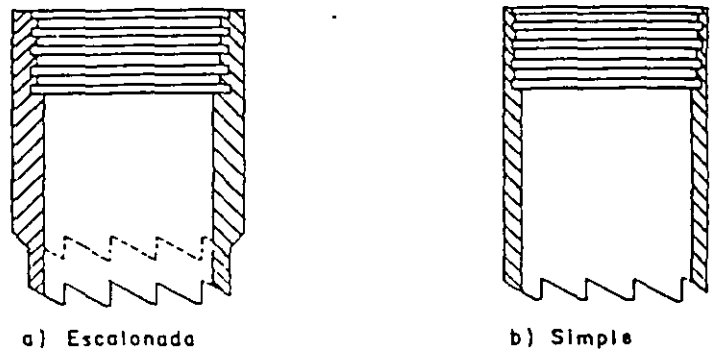


FIG 3 TIPOS DE BROCA DENISON

TABLA 1 DIMENSIONES DEL MUESTREADOR DENISON, EN cm

Diámetro nominal	Tubo interior				Tubo exterior				Barras de operación
	D_e	D_i	D_m	L	D_e	D_i	L	L_m	
7.5	7.62	7.22	7.17	75	8.52	7.92	90	60	BW
10.0	10.16	9.76	9.71	90	11.16	10.46	105	75	NW

donde:

D_e diámetro exterior
 D_i diámetro interior
 D_m diámetro de la muestra

L longitud de tubo
 L_m longitud de la muestra

Anexo 1 Control y protección de las muestras inalteradas

1. OBJETIVO

Definir los cuidados necesarios que se deben tener para el control y protección de las muestras obtenidas con los muestreadores de pared delgada, dentado o Denison.

2. REGISTRO DE CAMPO

La información de campo se recopilará en un registro como el de la fig 1, con los datos que se vayan obteniendo durante la ejecución del sondeo. Conviene utilizar la notación de la Tabla 2 para simplificar la presentación; las notas al pie del registro son observaciones que se hacen durante la ejecución del sondeo.

Se recomienda que el ingeniero encargado de los trabajos de campo dibuje el perfil estratigráfico del sondeo, porque su interpretación será la más confiable; en su dibujo deberá utilizar los símbolos gráficos de la tabla 1.

3. CALIDAD DEL MUESTREO

El resultado final del muestreo selectivo es la obtención de especímenes inalterados de la mejor calidad posible, además del índice de calidad que proporciona el porcentaje de recuperación. En campo, se revisarán ambos extremos de cada tubo para comprobar que la apariencia del suelo sea inalterada y que no exista fracturamiento hidráulico, fisuramiento, remoldeo, etc. Los especímenes que hayan sufrido alguna alteración no servirán para ser ensayados en pruebas de laboratorio de resistencia o deformabilidad. El ingeniero encargado de los trabajos de campo deberá supervisar la correcta aplicación de las técnicas de perforación y muestreo para alcanzar la calidad requerida.

El porcentaje de recuperación de cada muestra, Rec en el registro de la fig 1, expresa cualitativamente la calidad de muestreo; la manera de definir la recuperación se presenta en la expresión 1 y en la Tabla 2 se dan valores indicativos de la calidad.

TABLA 1 ABREVIATURAS Y SIMBOLOS PARA FORMULAR LOS REGISTROS DE CAMPO

Notación	Significado	Simbología	Significado
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos		Arcilla
G	Grava		Limo
S	Arena		Arcna
M	Limo		Grava
C	Arcilla		Boleos
O	Suelo Orgánico		Relleno
pt	Turba		Raíces
W	Bien graduado		Turba
P	Mal graduado		Conchas y fósiles
L	Baja plasticidad		
H	Alta plasticidad		
SPT	Prueba de penetración estándar		
N	Número de golpes en SPT		
NF	Nivel freático		
PCA	Pozo a cielo abierto		
BT	Broca tricónica		
DG	Broca tipo Drag		
F-3	Muestra alterada en frasco, No. 3		
B-4	Muestra alterada en bolsa, No. 4		
F-2L	Muestra lavada en frasco, No. 2		
MI-8	Muestra labrada in situ, No. 8		
TS-12	Tubo Shelby No. 12		
TD-9	Barril Denison No. 9		
TR-5	Tubo rotatorio dentado No. 5		
NXL-6	Muestra de roca No. 6 tomada con barril		Nivel freático
Rec 45/75	45 cm de recuperación en 75 cm muestreados		Superficie del terreno
50/10	50 golpes en 10 cm en SPT		
EW, AW, BW, NW	Barras de perforación		Concreto
NW, HW	Ademes		
BWL, NXL	Barriles muestreadores serie L		
PA	Pérdida de agua o lodo de perforación		Diámetro

TABLA 2- RECUPERACION DE MUESTRAS

Recuperación, en %	Calidad
Rec = 100	Excelente
Rec = 80%	Buena
50 < Rec < 80	Mala
Rec ≤ 50	Inaceptable

$$Rec = \frac{L}{H} 100$$

donde:

- Rec Recuperación
- L Longitud recuperada
- H Longitud muestreada

REGISTRO DE CAMPO OBRA:	SONDEO	M-14	NIV FREATICO	HOJA
	LOCALIZACION		MAQUINA	FECHA
	X:		A	27 Jun 87
	Y:		OPERADOR	SUPERVISION
	Z:		C López	Jug Cuadri

Prof. m	Clasificación de Campo	Muestra No	N (SPT)			Muestreo		Ademe Prof	Hora
			1 15 cm	2 15 cm	3 15 cm	Pre-sión	Rec		
	CL Café	F-1	10	15	25	-	-	-	8:30
	CL Café con arena	F-2	10	20	30/4	-	-	-	9:00
	CH Arena gris	TS-1	-	-	-	-	20/30	-	10:00 (1)
	CH " "	F-3	10	35	35	-	-	-	10:30
	CH " "	TR-2	-	-	-	-	30/30	-	11:10 (2)
	SW fina gris	F-4	5	10	15	-	-	-	11:50 (3)
	"	F-5	5	20	30	-	-	-	12:10
	"	F-6	5	25	35	-	-	-	12:40 (4)
	CL Café	F-7	5	10	20	-	-	-	13:00
	CL Café	TR-3	-	-	-	-	20/30	-	13:20
		TR-9	-	-	-	-	-	-	13:30 (5)
		F-8	-	-	-	-	-	-	

DATOS FICTICIOS

NOTAS	1) La CH empezó a los 4.5 m
	2) La parte inferior del TR-2 es SW
	3) La SW empieza a 12.0 m, se perdió el agua de perforación
	4) Se tiene azócle y se decidió parar ademe
	5) Se perdió la muestra, probablemente era arena

FIG 1 REGISTRO DE CAMPO

PROTECCION DE LAS MUESTRAS

Las muestras contenidas en los tubos se someterán al siguiente tratamiento: después de desmontar el tubo de la cabeza que lo sostiene, se coloca en el soporte para especímenes de la fig 2, con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior; los azolves del interior se eliminan con la veleta de la fig 3; en seguida se coloca el sello mecánico de la fig 4, o se vierte una mezcla caliente de parafina con brea (15% de brea a 70°C), para formar un sello de 0.7 cm de espesor. A continuación se invierte la posición del tubo, se extrae 1.0 cm de muestra con la veleta o con una espátula para hacer lugar al sello mecánico o

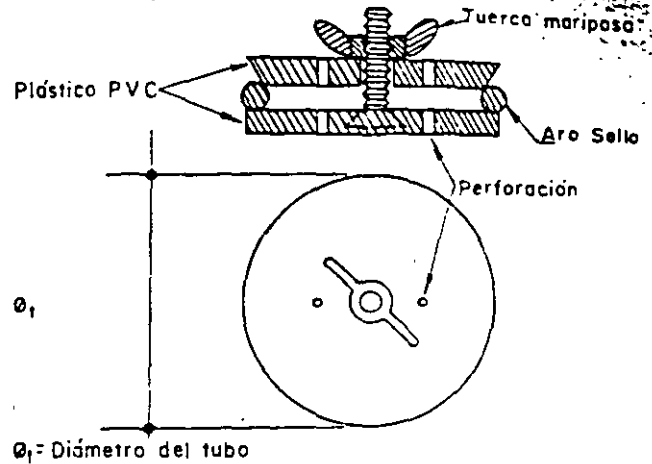


FIG 4 SELLO MECANICO

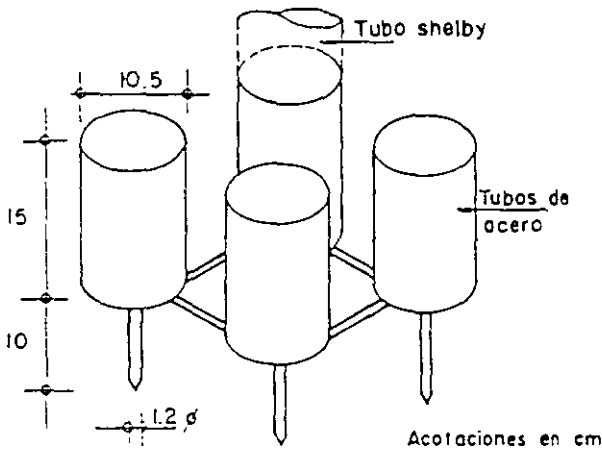


FIG 2 SOPORTE PARA MUESTRAS

Use tinta indeleble o recubra con parafina

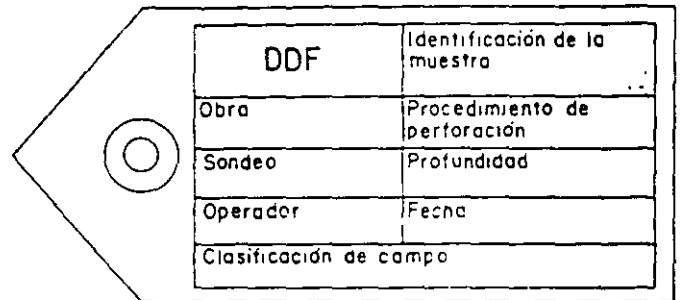


FIG 5 ETIQUETA PARA IDENTIFICACION DE MUESTRAS

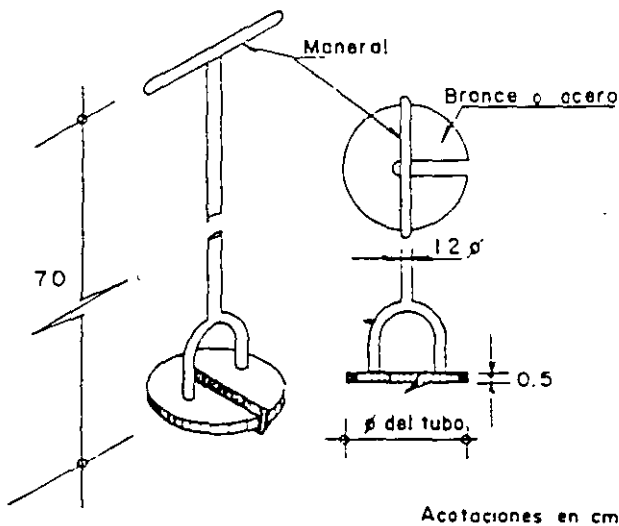


FIG 3 VELETA PARA LIMPIAR TUBOS

el de parafina con brea; con el material extraído se clasifica en campo el suelo. Enseguida se identifica el tubo adhiriéndole una etiqueta (fig 5), señalando además la parte superior de la muestra.

5. TRANSPORTE DE LAS MUESTRAS

Las muestras inalteradas contenidas en tubos deben transportarse en cajas de madera para tres o cuatro especímenes, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm de espesor, cuidando que no sufran golpes ni vibraciones que dañen su estructura.

6. EXTRACCION DE LAS MUESTRAS EN EL LABORATORIO

En el laboratorio se cortarán los tubos en segmentos de 20 a 25 cm de longitud, para posteriormente extraer a presión los segmentos de muestra; esta restricción debe imponerse, para asegurarse que los esfuerzos que se aplican a la muestra no le produzcan excesiva alteración.

3.5 TECNICAS DE PERFORACION

1. OBJETIVOS

La realización de un sondeo implica la ejecución alternada del muestreo, del avance y rimado de la perforación; por ello, la técnica de perforación que se utilice es una parte fundamental del trabajo de campo que influye en la calidad del muestreo.

2. EQUIPO

Máquina perforadora rotatoria. En relación con estas máquinas debe tenerse en cuenta que se han diseñado para dos objetivos distintos: a) para exploración minera y geológica, en la que predomina la perforación en roca y frecuentemente se realiza desde túneles y galerías; en este campo se requieren máquinas capaces de desplazarse en laderas, con velocidades de rotación mayores de 700 rpm, de preferencia compactas y en las que la longitud de carrera del vástago de perforación no tiene mucha importancia (la máquina Longyear de la tabla 1, es ejemplo típico de esas perforadoras mineras); y b) para exploración geotécnica se han desarrollado máquinas montadas en vehículos o remolques de gran movilidad, con velocidades de rotación menores de 800 rpm y longitud del vástago de perforación mayor de 1.5 m (sus características se presentan en la tabla 1).

La diferencia fundamental entre ambos tipos de perforadoras radica en la longitud del vástago de perforación. Advirtiéndose que la operación de los muestreadores de suelos requiere carreras mínimas de 75 cm, resulta entonces que las perforadoras mineras únicamente pueden hacerlo en dos etapas de avance (carrera de 60 cm); lo que necesariamente induce alteración y remoldeo en las muestras, como consecuencia de la adherencia que se desarrolla durante la interrupción.

Máquina perforadora de percusión. El uso de estas máquinas debe evitarse en los sondeos geotécnicos, porque alteran significativamente el suelo.

Bombas de presión. La bomba para perforación debe ser capaz de operar con lodos bentoníticos. Las bombas más comunes son las de cavidad progresiva descritas en la tabla 2 sin embargo, para sondeos poco profundos ($h < 50$ m) se han venido utilizando bombas centrífugas de alta presión, sabiendo que sus impulsores quedan sujetos a un desgaste importante.

Barras y ademes. Las dimensiones y pesos de las barras y ademes de perforación aparecen en las tablas 3 y 4. Las barras EW se utilizan para la penetración del cono eléctrico, las AW y BW son las de empleo más general y las NW son poco recomendables para el muestreo de suelos. En cuanto a los ademes, se observa que sus diámetros interiores, de 76 y 101 mm, limitan el diámetro de

los muestreadores que pueden pasar a través de ellos; por eso en sondeos en los que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro, queda obligado el uso de lodos de perforación que eliminen la necesidad del ademe metálico.

Brocas de perforación. Se mencionan en el inciso 3.7.

3. OPERACION DEL EQUIPO

El procedimiento de perforación se debe elegir teniendo presente que en la realización de sondeos en la Ciudad de México existen condiciones de subsuelo que varían entre dos extremos: a) los suelos blandos del lago, con nivel freático superficial, y b) los suelos duros y tobos de las zonas de transición y las Lomas, en los que el nivel freático puede ser profundo y los suelos secos. A continuación se hace un análisis de ambos casos.

3.1 Perforación en suelos blandos

En estos suelos es fácil inducir fisuramientos y remoldeo en el fondo de la perforación, lo que hace imposible obtener muestras *verdaderamente inalteradas*; a continuación se describen esas limitaciones, ilustradas también en la fig 1.

Perforación a rotación y por lavado. Actualmente, la perforación a rotación con broca tricónica es la técnica más común para la ejecución de sondeos; por su parte, la perforación por lavado ha caído en desuso. En ambas técnicas se utiliza como fluido de perforación agua o lodo bentonítico que genera: a) un incremento de presión hidrostática debido al peso de la columna de fluido comprendido entre el brocal de la perforación y la posición del nivel freático; y b) periodos de presión hidrodinámica, cuya magnitud es función de la capacidad de la bomba utilizada (fig 1).

Cuando se perfora con alguna de estas técnicas, se observan frecuentes pérdidas del fluido de perforación, y las muestras que se rescatan de esas profundidades resultan casi siempre fisuradas. Considerando que las brocas tricónicas son innecesarias en suelos blandos, principalmente porque tienen chiflones que afectan el suelo, se ha ensayado una broca de aletas (fig 2), en la que los chiflones de agua inciden en las aletas y no directamente en el suelo; sin embargo, con esta broca también se generan fisuras en la masa de suelo originadas por la presión hidrodinámica (ref 1) como se muestran esquemáticamente en la figura 3 (ref 2). De acuerdo con los volúmenes de fluido que pierden se estima que esas fisuras llegan a tener espesores hasta de 2 cm y diámetros de 10 m; esto se ha podido comprobar cuando se hacen sondeos cercanos.

TABLA 1 CARACTERISTICAS DE LAS MAQUINAS DE PERFORACION

Máquina	Peso, en kg	Capacidad, en m,		Fuerza de empuje, en kg	Velocidad de rotación, en rpm	Par máximo, en kg-m	Carrera de perforación, en m	Potencia, en hp
		Espirales 4 1/2"	Diámetro NW					
Longyear(*) Mod. 34	1130	-	260	3200	22-1510	-	0.6	36
Mobile Drill Mod. B53	1826	75	300	8568	27-716	824	1.2	97
Mobile Drill Mod. B61	3721	90	450	4800	65-850	1230	1.7	97
Acker Mod. AD II	2310	76	300	7200	55-553	632	1.8	50
Acker Mod. MP50	1996	46	300	3200	43-287	518	1.8	48
SIMCO Mod. 2800 Hs.	1200	35	90	2950	0-300	207	1.9	32
CME Mod. 55	2720	75	300	7257	100-650	970	1.8	-
CME Mod. 45	1260	45	150	4080	75-475	414	1.7	36

(*) Máquina para exploración minera y geológica

TABLA 2 CARACTERISTICAS DE LAS BOMBAS

Marca	Tipo	Gasto, en ℓ/min	Presión, en kg/cm ²	Potencia, en hp	Diámetros, en pulg.	Maneja
Moyno Mod. 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	3 x 2	Lodos densos
Barnes Mod. Caracol	Centrífuga de alta presión	150	8	10	3 x 2	Lodos medios

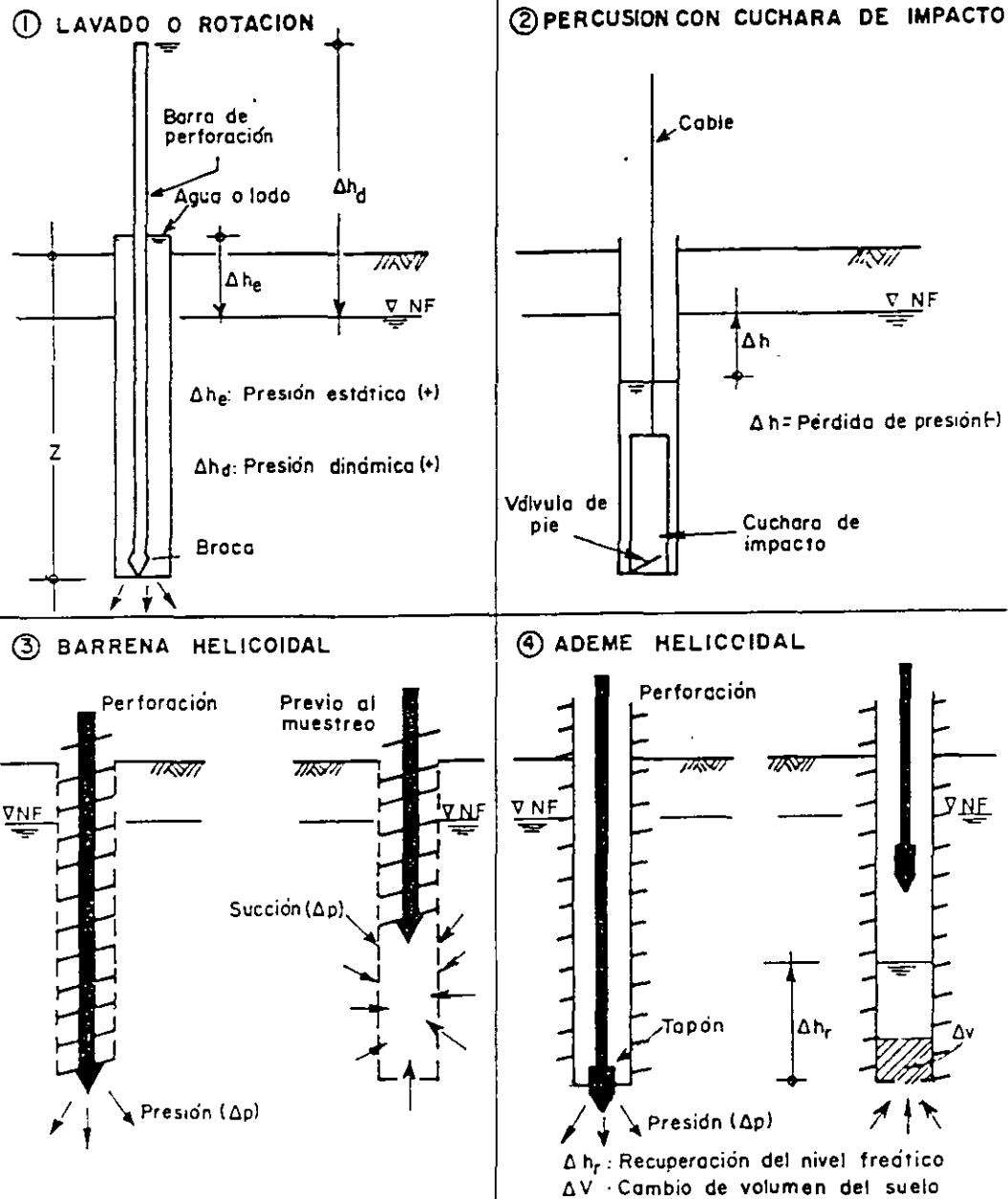


FIG 1 LIMITACIONES DE LOS PROCEDIMIENTOS DE PERFORACIÓN CONVENCIONALES

Como conclusión, se puede decir que las muestras que se obtienen con estas técnicas de perforación, frecuentemente resultan fisuradas; estas fisuras se identifican fácilmente por la bentonita o azolve que penetra en ellas y por ello no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Perforación con cuchara de impacto. Esta técnica ha sido casi abandonada por su lentitud; además, como se observa en la fig 1, provoca depresión en el nivel del agua dentro de la perforación, que genera una condi-

ción de flujo de agua del suelo. Como la perforación avanza por los impactos de la cuchara, necesariamente se remoldea el suelo; por ello, la parte superior de todas las muestras exhibe alteración y remoldeo.

Perforación con barrena helicoidal. Se utilizó hace casi dos décadas (ref 3) y se abandonó porque extrae suelo por efecto de tornillo, y al sacar la columna de barras, se desarrolla succión que frecuentemente colapsa al suelo (fig 1). Las muestras que se llegan a obtener están siempre remoldeadas.

TABLA 3 MEDIDAS DE LAS BARRAS DE PERFORACION MAS USUALES

Barra	ϕ_e		ϕ_i		ϕ_c		Peso, en kg/ml	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm	pulg	mm		
EW	1 3/3	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	4.6	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	6.5	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	6.2	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	8.0	3

Longitud estándar: 3.05 m (10 pies)

 ϕ_e diámetro exterior ϕ_i diámetro interior ϕ_c diámetro interior del cople

TABLA 4 MEDIDAS DE LOS ADEMES MAS USUALES

Ademe	ϕ_e		ϕ_i		Peso, en kg/m	Cuerdas por pulgada
	pulg	mm	pulg	mm		
NW	3 1/2	88.9	3	76.2	12.8	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	16.8	4

 ϕ_e diámetro exterior ϕ_i diámetro interior

Perforación con ademe helicoidal. Al igual que el anterior este método se utilizó y abandonó (ref 3); con esta herramienta también se extrae suelo durante el avance y se genera deformación volumétrica cuando se quita el tapón central del ademe (fig 1).

El ademe helicoidal ha funcionado satisfactoriamente en aluviones, perforando sin el tapón central, permitiendo que la arena y grava penetren sin presión al interior del ademe y después lavándolo con broca (ref 4); en arcillas blandas no es admisible adoptar este procedimiento, por el remoldeo que induce al suelo.

Perforación con posteadora-rimadora. Las limitaciones de los sistemas de perforación descritos tienen tres características principales: a) el fluido de perforación aplica incrementos o decrementos de presión hidráulica en relación con la posición del nivel freático, b) el fondo de la perforación sufre la acción del chiflón de la broca o de la cuchara de impacto, y c) las herramientas helicoidales extraen el suelo por el efecto de tornillo.

La posteadora-rimadora de la fig 4 evita todas esas limitaciones, como se observa en la fig 5, ya que opera suavemente sin im-

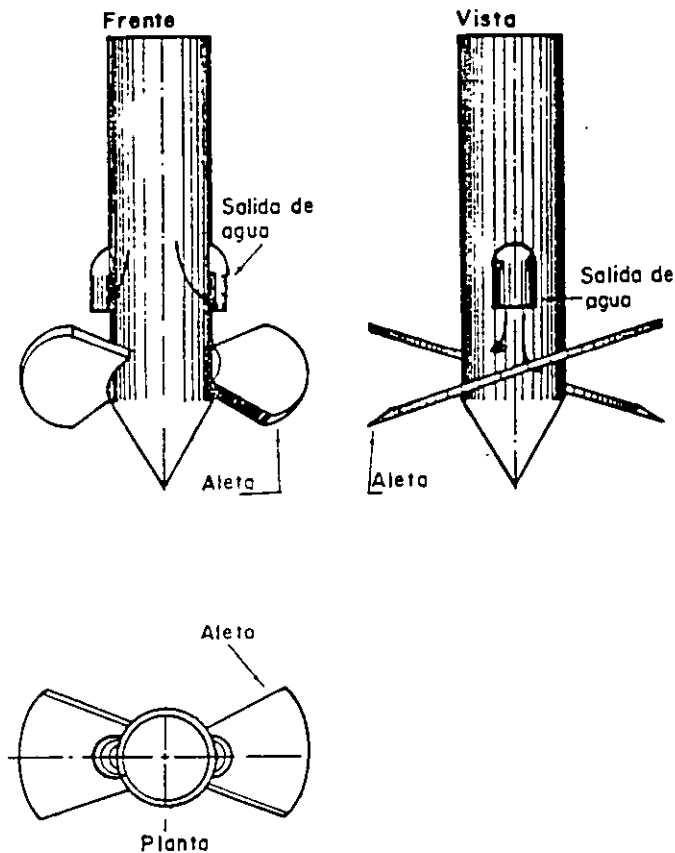


FIG 2 BROCA DE ALETAS

pactos y los huecos laterales que deja impiden la succión; además, agregando gradualmente lodo bentonítico y manteniéndolo a la altura del nivel freático, los cambios de esfuerzos son muy pequeños. Con esta técnica se han podido rescatar muestras de excelente calidad y exentas de fisuras (refs 2 y 5).

La utilización de esta herramienta de perforación en sondeos con muestreo selectivo inalterado, debe combinarse con la broca de aletas; la manera de operar sería: a) perforar con broca de aletas hasta una profundidad de 1.0 m por arriba de la de muestreo, b) perforar con la posteadora-ramadora el tramo faltante de 1.0 m, c) muestrear con el tubo de pared delgada o dentado y c) perforar de nuevo con la broca de aletas.

3.2 Suelos duros (abajo del nivel freático)

En este tipo de suelos se puede recurrir a la perforación a rotación con broca escalonada (tipo drag) y aún a la tricónica. Como fluido de perforación se pueden utilizar agua o lodo bentonítico.

3.3 Suelos duros (arriba del nivel freático)

En estos suelos la perforación debe hacerse sin agua o lodo, porque son susceptibles a sufrir cambios en sus propiedades mecánicas

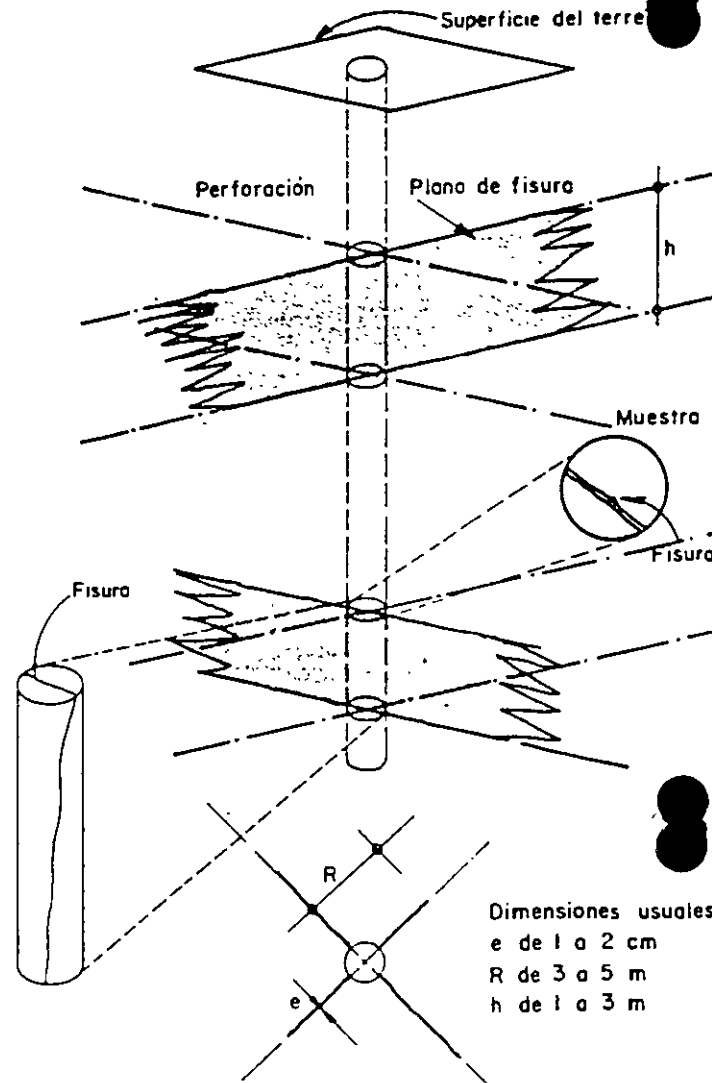


FIG 3 FISURAMIENTO HIDRAULICO

como consecuencia del humedecimiento que se les puede inducir.

Esta limitación obliga a elegir entre hacer la perforación con barrenas helicoidales o con aire a presión, como se describe a continuación; sólo podrá usarse lodo si se admite cierto nivel de alteración en las muestras, aún extrayéndolas del muestreador inmediatamente y cortándoles el perímetro alterado.

Perforación con bannera helicoidal. Esta técnica puede utilizarse libremente para la perforación de suelos secos.

Perforación con aire a presión. Puede utilizarse en dos formas diferentes: a) con equipo y herramienta convencionales de la perforación a rotación, recurriendo al aire como fluido de perforación para enfriar la broca y transportar los *detritus* de perforación a la superficie, y b) mediante martillos neumáticos de fondo. En el segundo caso, la máquina de perforación podría ser también de operación neumática; sin embargo, se puede

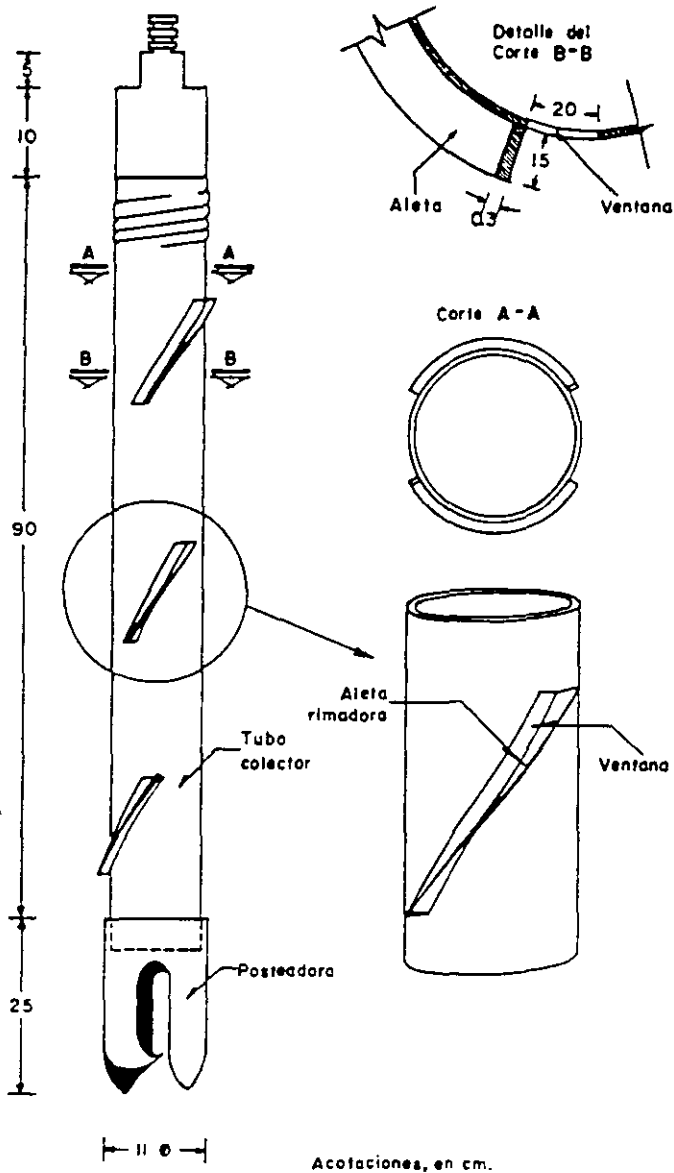


FIG 4 POSTEADORA-RIMADORA

también operar con una máquina rotatoria convencional (fig 6a), el martillo neumático Stenuick que se muestra esquemáticamente en la fig 6b. Estos martillos generan el impacto en el fondo de la perforación cuando el aire acciona al percutor y éste a la broca.

En la fig 6b se muestra la manera de instalar este equipo y en la 6c el detalle del ciclón de recuperación de los *detritus* de la perforación, que permiten la identificación precisa de los materiales que corta la broca o martillo con que se perfore. Como el tiempo que transcurre entre el corte del material y su traslado a la bolsa de polietileno resulta muy breve, se puede admitir que los materiales que se van depositando corresponden exactamente a la profundidad a la que se localiza la broca o martillo.

Al aplicar esta técnica de perforación se debe registrar la velocidad de penetración y la presión aplicada a la broca o martillo, porque son parámetros muy sensibles para inferir las condiciones estratigráficas de un sitio; adicionalmente, la vibración, y nivel de ruido de la perforación son también buenos indicadores.

4 REFERENCIAS

1. ISSMFE, "The international manual for sampling of soft soils", Sub-Committee on Soil Sampling (1980)
2. Santoyo, E, "Exploración geotécnica de la zona instrumentada cercana a la lumbreira No. 6", Instituto de Ingeniería, UNAM (1981)
3. SOLUM, "Diversos trabajos de exploración en la Ciudad de México" (1962-1967)
4. Petróleos Mexicanos, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Normas PEMEX 2.214.05, México, D.F. (1967)
5. TGC-69 "Informe de la exploración geotécnica del Metro. Tramo Lagunilla-Fray Servando", México, D.F. (1984)

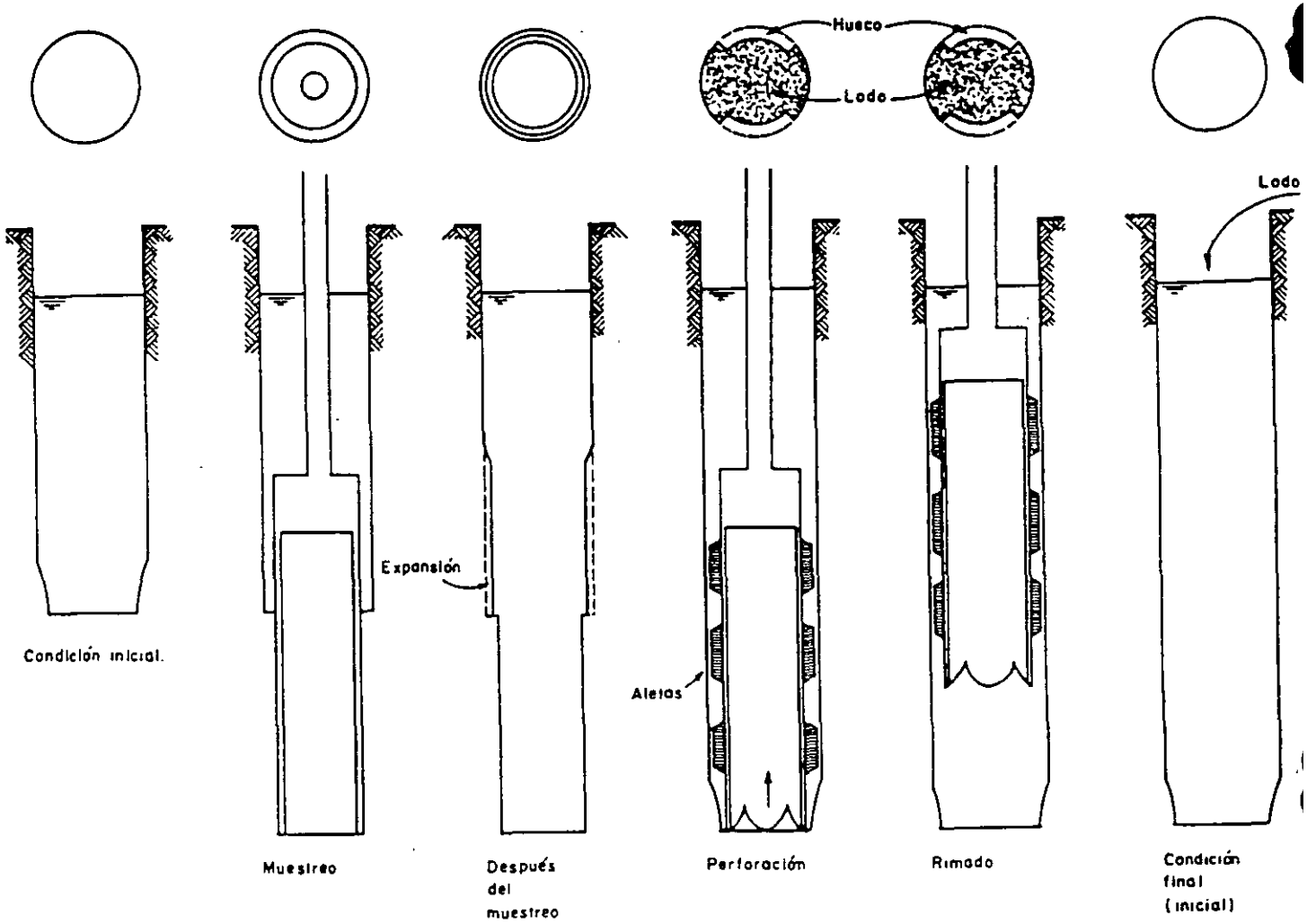


FIG 5 PERFORACION CON LA POSTEADORA-RIMADORA

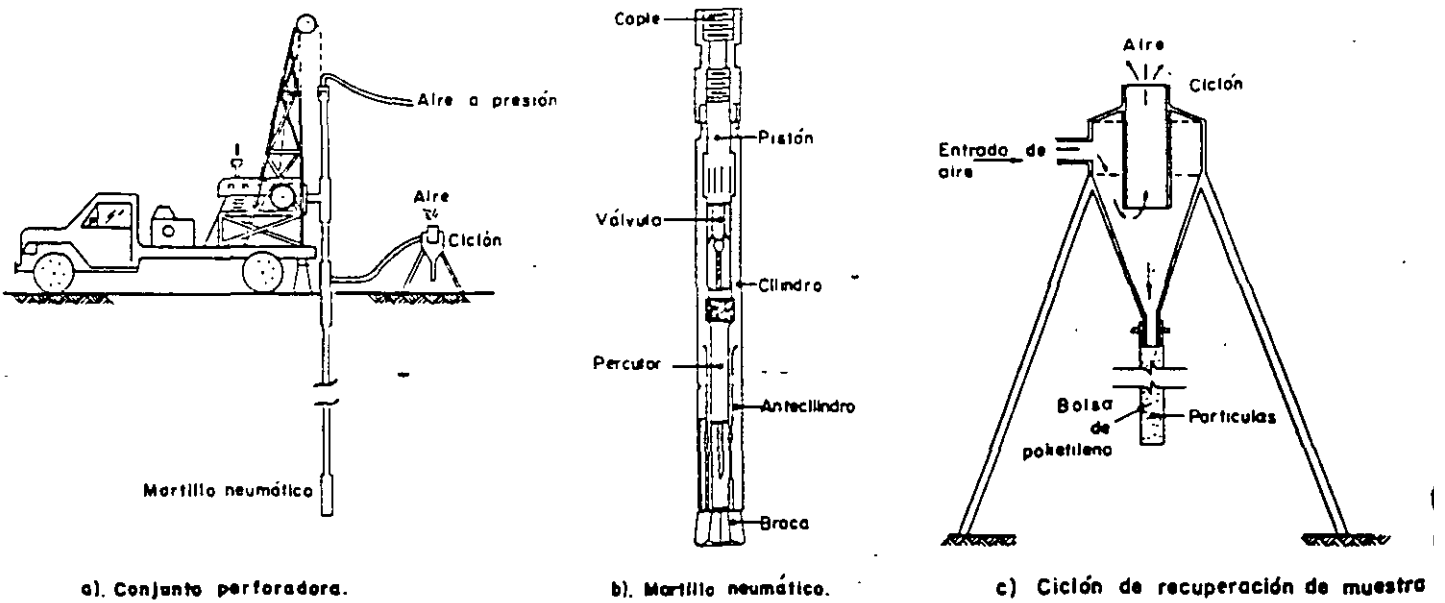


FIG 6 MUESTREO A PERCUSION

3.6 DETECCION DE CAVERNAS

1. OBJETIVO

Localizar las minas subterráneas de la zona poniente de la Ciudad de México debido a que la estabilidad de las estructuras y las soluciones de construcción de cimentaciones están regidas por la existencia y ubicación de dichas discontinuidades.

2. ZONIFICACION

En la fig 1 se muestra la zona de lomas donde existen cavidades subterráneas; estas zonas minadas se extienden hacia el Estado de México en colonias como Tecamachalco, La Herradura y Lomas Verdes. Asimismo, en la tabla 1 se presenta un resumen de estudios realizados en varias colonias y fraccionamientos ubicados en las zonas minadas, asignándose cuatro categorías en lo que respecta a su grado de riesgo de falla: alto, medio, bajo y nulo (ref 1).

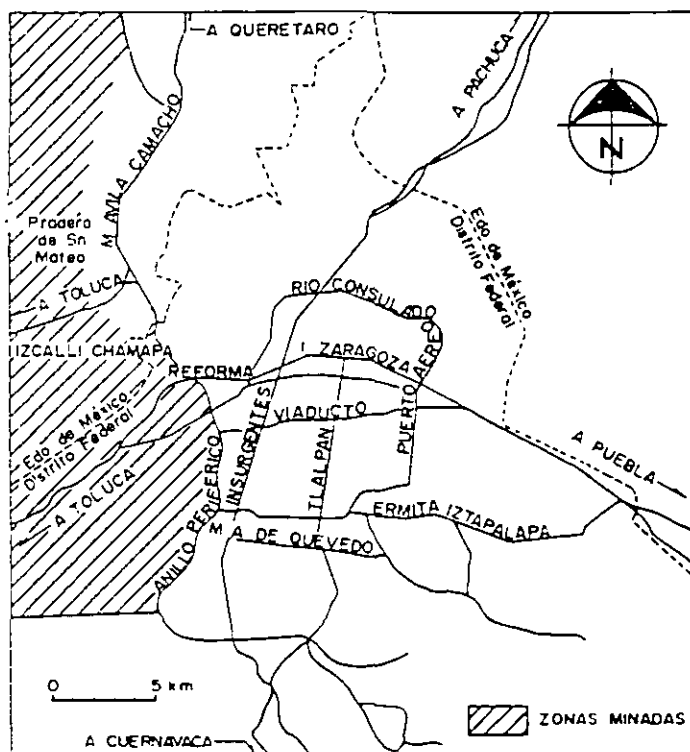


FIG 1 LOCALIZACION DE LAS ZONAS MINADAS

3. INVESTIGACION DE CAVIDADES

A continuación se establece un orden consecutivo de actividades, basado en el reconocimiento directo o indirecto del sitio que se requiere estudiar. En el momento en que se localizan y definen las características de las minas o se dictamina con certeza su ausencia, la exploración de cavidades podrá considerarse terminada, procediéndose entonces a los estudios de detalle para el diseño de las estructuras.

3.1 Fotointerpretación

Como primer paso se deberá efectuar un estudio de interpretación de fotografías aéreas de la misma zona, tomadas en diversas épocas, para reconstruir la historia y los procesos de ataque a que pudo haber estado sometido el sitio de interés.

A partir de una fotointerpretación, complementada con apoyo terrestre, se pueden definir los accesos a las galerías de antiguas minas, los avances de las explotaciones a cielo abierto y la configuración original de las zonas actualmente rellenadas. Se podrá determinar además, la época en que se suspendió su explotación y los cambios morfológicos asociados a la urbanización de los predios.

El estudio de fotointerpretación debe complementarse con la inspección física de las laderas y con la clasificación geotécnica y geológica de los afloramientos.

3.2 Reconocimiento superficial

Encuestas; a manera de antecedentes y como información complementaria necesitan recabarse datos entre los habitantes del lugar acerca de la existencia de minas en el área de estudio, sobre todo con aquéllos que tengan más tiempo viviendo en el sitio y áreas circunvecinas.

Recorrido del lugar; se realizará un recorrido del área en cuestión, prestando especial cuidado a las barrancas, cañadas y cortes cercanos, para investigar la existencia de bocas de minas, así como de rellenos, muros y construcciones que pudieran ocultarlas. Aunque usualmente las bocaminas son de acceso lateral en laderas, no debe descartarse la existencia de las de tiro vertical o inclinado en terrenos de superficie más o menos horizontal.

Al inspeccionar las laderas de barrancas y cortes se buscará la presencia de capas de arena, grava y materiales pumíticos que fueron o pudieron haber sido objeto de explotación subterránea, anotando su espesor medio y profundidad aproximada respecto a la superficie del terreno.

En caso de encontrar bocas de minas en el área será necesario inspeccionarlas para determinar su desarrollo; el recorrido de las minas servirá para conocer su estado y condiciones de acceso, con miras a programar su exploración por métodos directos.

Además de la existencia de minas deberá investigarse en el recorrido del lugar la ocurrencia de otros problemas comúnmente asociados con ellas, como son la presencia de rellenos superficiales, que suelen encontrarse en estado suelto y que pudieran ser producto de la demolición de bóvedas de cavidades

TABLA 1 GRADO DE PELIGRO DE COLONIAS Y PREDIOS UBICADOS EN LAS ZONAS MINADAS

Colonia o predio	Grado de peligro*			
	A	M	B	N
1. Colonia Barrio Norte	x			
2. Colonia Las Butacas	x			
3. Colonia Las Golondrinas	x			
4. Predio Capula			x	
5. Colonia Jalapa	x			
6. Colonia Real del Monte	x			
7. Colonia Las Palmas	x			
8. Fracc. Aguilas Pilares	x			
9. Colonia Santo Domingo	xt**			
10. Colonia Olivar del Conde	x			
11. Colonia Ampliación Las Aguilas		x		
12. Colonia Lomas de Becerra	x			
13. Fracc. Axomiatla	xr**			
14. Fracc. Lomas de Tarango	x			
15. Cerro de Sn. Nicolás Contreras	x			
16. Col. Piloto A. López Mateos	x			
17. Colonia Garcimaroo	x			
18. Colonia Belén de las Flores	x			
19. Fracc. Colinas de Tarango		x		
20. Colonia Angostura				x
21. Colonia Puerta Grande	x			
22. Fracc. Xocometla				x
23. Col. Liberación Proletaria		x		
24. Cerro del Peñón	xa**			
25. Colonia Bonanza	x			
26. Fracc. Lomas de las Aguilas	x			
27. Predio El Salitrero				x
28. Colonia Pólvora			x	
29. Mina de Cristo				x
30. Mina Palo Alto			x	
31. Colonia Presidentes		x		
32. Conjunto Habitacional FOVISSSTE		x		
33. Colonia Puente Colorado	x			
34. Colonia San Clemente	x			
35. Fracc. Colinas del Sur			x	
36. Predio Planta de Asfalto			x	
37. Predio Rancho Zamora		x		
38. Predio Batallón de Sn. Patricio				x
39. Colonia Zenón Delgado	x			
40. Tercera Ampliación Chapultepec		x		
41. Predio Av. Centenario	x			
42. Colonia Butacas	x			
43. Colonia Gamitos				x
44. Colonia América	x			
45. Colonia Preconcreto	x			
46. Primera y Segunda Victorias	x			

* A, alto; M, medio; B, bajo; N, Nulo

** a, asentamientos; r, relleno; t, taludes

TABLA 1 GRADO DE PELIGRO DE COLONIAS Y PREDIOS UBICADOS EN LAS ZONAS MINADAS (CONTINUACION)

Colonia o predio	Grado de peligro*			
	A	M	B	N
47. Predio Compañía de Luz y Fuerza, Belén de las Flores	x			
48. Predio sobre Av. Las Aguilas				x
49. Fracc. Lomas de Guadalupe				x
50. Col. Ampliación La Mexicana		x		
51. Predio Ahuatla (El PirG)			x	
52. Colonia Ampliación Alpes	x			
53. Colonia Estado de Hidalgo				x
54. Predio junto al río Becerra		x		
55. Colonia Paraíso	x			
56. Predio Reforma No. 2300		x		
57. Colonia La Rosita	xt**			
58. Colonia Granada Uno y Dos				x
59. Fracc. Bosques de las Lomas		x		
60. Predio 198 de la Calle Rosa de Bengala			x	
61. Colonia Daniel Garza	x			
62. Colonia Valle de Luces	x			
63. Predio Banco Nacional de Obras Públicas			x	
64. Predio Av. Las Aguilas	x			
65. Predio Av. Vasco de Quiroga		x		
66. Colonia Ajusco			x	
67. Predio La Loma (Margarita Maza de Juárez)	x			
68. Edificio en condominio en Av. Las Aguilas				x
69. Unidad Habit. Santa Fe		x		
70. Predio Lareda Grande	x			
71. Instituto Nal. de Fruticultura		x		
72. Colonia El Nopal			x	
73. Colonia Sn. José de los Cedros				x
74. Colonia Molino de Rosas	x			
75. Rancho Sn. José de los Cedros				x
76. Fraccionamiento Villa Verdún	xr**			
77. Predio ubicado en la Colonia Molino de Rosas			x	
78. Unidad Habit. Santo Domingo		x		
79. Predios de la Delegación Villa Alvaro Obregón	x			
80. Colonia Los Olivos		x		
81. Predio La Curva				x
82. Colonia 12 de Diciembre	x			
83. Colonia El Yaqui				x
84. Ampliación El Capulín		x		
85. Colonia Santa Bárbara	xa**			
86. Terrenos de antiguas minas, Delegación de Iztapalapa				x

* A, alto; M, medio; B, bajo; N, nulo

** a, asentamientos; r, rellenos; t, taludes

preexistentes; asimismo, investigar la existencia de fenómenos de inestabilidad de laderas en barrancas y cortes, que llegan a originarse por la falla de los techos de minas que de ellas arranquen.

Los resultados y observaciones del reconocimiento superficial se presentarán en un informe escrito que incluya un croquis del área de estudio, en el que se marque la posición relativa de barrancas y cortes, bocaminas, zonas de rellenos, hundimientos, grietas, etc. Se incluirá un anexo fotográfico en el que se ilustren las condiciones y peculiaridades del área.

Cuando del estudio de fotointerpretación y del reconocimiento superficial se concluya categóricamente que no existen minas, la investigación terminará en esta etapa. En caso contrario deberá procederse a una segunda fase de exploración.

3.3 Exploración de cavidades

Si el reconocimiento superficial previo indica la existencia dudosa o comprobada de minas en el área, se llevará a cabo su exploración aplicando los siguientes métodos:

Métodos directos

Se basan en observaciones y mediciones realizadas desde el interior de las cavidades, o bien en excavaciones o perforaciones de tamaño tal que en ellas penetre un hombre. Siempre que en el reconocimiento se descubran bocas o hundimientos accesibles de minas en el área, o que mediante excavaciones, demoliciones, etc., se logre entrar a ellas se procederá a realizar un levantamiento topográfico en planta, detallando el contorno de las cavidades y efectuando una nivelación del piso y clave de las galerías. Este levantamiento deberá ligarse al topográfico superficial del área en estudio.

Se inspeccionará de manera minuciosa las características de los materiales explotados en las paredes, bóveda y piso de las cavidades; asimismo, se definirán cualitativamente las condiciones de alteración y fisuramiento del techo y elementos de soporte, como son paredes y pilares.

Los resultados del levantamiento directo se presentarán en un informe escrito, incluyendo los planos de las minas en planta y elevación, así como secciones típicas y fotografías del sitio. Si el levantamiento total de las minas no fuera posible, o si el reconocimiento previo indicara la posibilidad de otras minas no accesibles, será necesario aplicar los métodos de exploración semidirectos.

Las excavaciones o perforaciones de gran diámetro se incluyen en los métodos directos; en ellas pueden introducirse un hombre para investigar el espesor y características de rellenos superficiales, o para permitir el acceso a minas e iniciar su levantamiento (inciso 3.4.1).

Métodos semidirectos

Consisten en realizar perforaciones de pequeño diámetro desde la superficie del terreno. Se utilizarán en aquellos casos en los que el reconocimiento superficial no haya permitido asegurar la ausencia de minas, o cuando las condiciones actuales de éstas no permitan su exploración directa. La aplicación de estos métodos puede resultar indicada en los siguientes casos:

- En predios con dimensiones reducidas, limitados por colindancias
- En terrenos que en la actualidad estén cubiertos totalmente por construcciones
- En predios con hundimientos o grietas en la superficie

Perforación sin muestreo. La práctica más común ha sido utilizar máquinas de perforación diseñadas para el muestreo de rocas, con brocas tricónicas de 7.5 a 10 cm de diámetro como herramienta de avance y agua como fluido de perforación. El operador de la máquina percibe la presencia de alguna discontinuidad cuando la columna de barras baja bruscamente y al mismo tiempo se pierde el agua de perforación.

La necesidad de reducir los costos de exploración obliga a analizar críticamente los costos y otros procedimientos de perforación con muestreo, que se emplean para la exploración de cavernas.

Alternativamente, con una máquina de perforación neumática con broca tipo Drag se puede alcanzar una excelente eficiencia y, por tanto, menor costo de perforación (fig. 2). Con ella se tiene también la opción del uso del martillo neumático de 80 mm, que se muestra en la fig. 3; con esta herramienta se puede operar en tobas muy duras o bloques de roca.

La acción del martillo se hace con aire a una presión de 5 kg/cm² y velocidades de rotación de 45 rpm.

El procedimiento para identificar una caverna consiste en observar el cambio de intensidad del ruido durante la perforación y la ausencia de retorno de aire; cuando esto ocurre se debe suspender la inyección de aire y operar únicamente con el mecanismo elevador para determinar la altura de la cavidad.

La mayor dificultad que se ha tenido en las pocas experiencias realizadas con esta técnica es la falta de habilidad de los operadores, lo que obliga a mantener una supervisión muy cuidadosa; aún así, el rendimiento que se ha logrado en las zonas minadas es hasta de 12 m/h, sin duda muy superior al que puede alcanzarse con otros métodos de perforación.

Perforación con muestreo. Otro aspecto que debe considerarse en la exploración de zonas minadas es la obtención de muestras; en esos

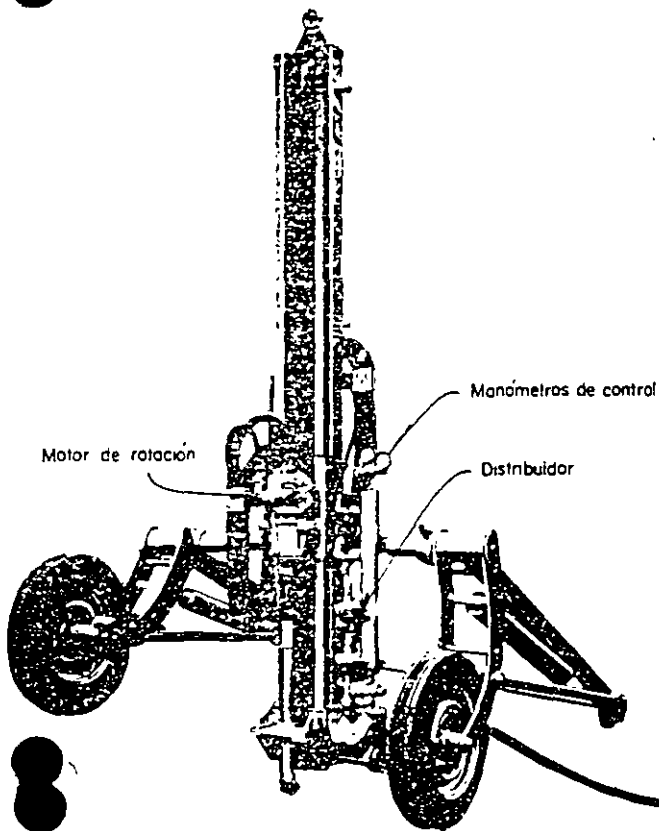


FIG 2 PERFORADORA NEUMÁTICA (STENUICK)

suelos secos, la perforación debe hacerse sin agua o lodo, porque son suelos susceptibles a sufrir cambios en sus propiedades mecánicas como consecuencia del humedecimiento que se induce a ellos. Esta limitación para el muestreo obliga a elegir entre la perforación con barrenas helicoidales, o con aire a presión.

La perforación con barrena helicoidal puede utilizarse libremente en suelos secos; por su parte, la perforación con aire a presión puede realizarse en dos formas diferentes: a) empleando martillos neumáticos de fondo como ya se mencionó, y b) con el equipo y herramientas convencionales de la perforación a rotación, recurriendo al aire para enfriar la broca y transportar los detritus de perforación a la superficie, según se describe en el inciso 3.5.

Se puede también recurrir al muestreo con el tipo Denison, manteniendo el aire como fluido de perforación, para evitar la alteración de la muestra.

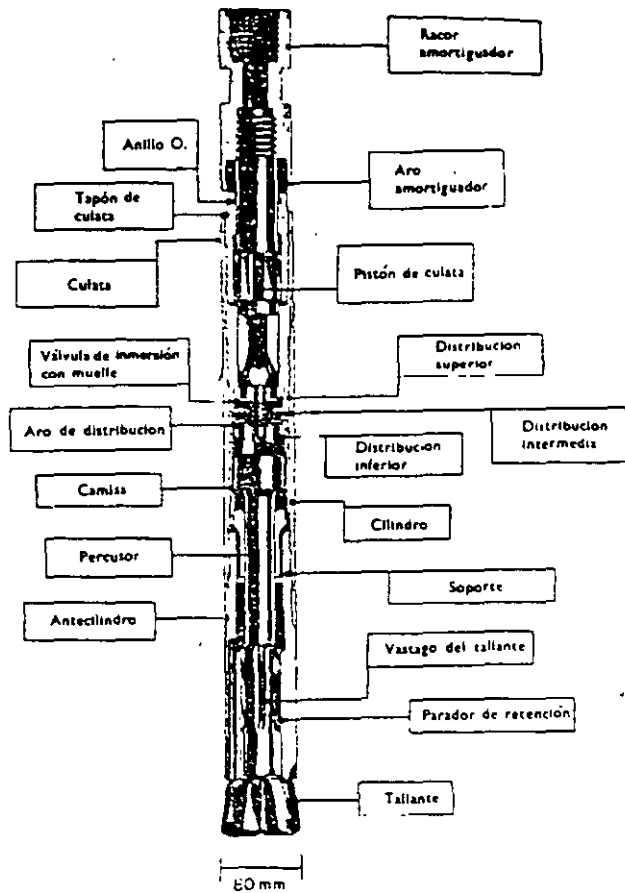


FIG 3 MARTILLO NEUMÁTICO

Métodos indirectos

Dentro de los procedimientos de exploración indirecta pueden distinguirse los métodos geofísicos clásicos, como la magnetometría, los sísmicos (reflexión y refracción), la gravimetría y los métodos eléctricos. A continuación se comentan algunas de sus limitaciones para la detección de cavernas.

Métodos magnéticos. Sus resultados son muy dudosos, ya que las fluctuaciones observadas pueden interpretarse de muchas maneras (variaciones de susceptibilidad magnética entre estratos, variaciones del nivel freático, etc.) y no existe una relación casual con las minas.

Métodos gravimétricos. En el caso de cavidades en tobas volcánicas, como sucede en la zona poniente del Distrito Federal, la utilidad del método es poco aconsejable debido a que el contraste de densidades es mínimo y las cavernas son irregulares y más bien pequeñas. Además, muchas veces existen capas superficiales duras, de espesor variable, que no permiten la detección de anomalías más profundas.

Microgravimetría. Su uso en la detección de cavidades en tobas y cenizas volcánicas es poco eficaz, ya que la necesidad de hacer un levantamiento detallado de todos los obstáculos e irregularidades del terreno lo hace económicamente prohibitivo en la mayoría de los casos.

Métodos sísmicos. El método sísmico por refracción no es adecuado para detectar cavidades ocultas de cualquier tamaño; la oquedad subterránea no puede compararse con la superficie continua que limita dos medios de características mecánicas diferentes.

Una mina es más equiparable a una variación de compacidad dentro de un mismo medio, que se refleja en un ligero y local retraso en el tiempo de propagación de las ondas sísmicas.

El empleo del método sísmico de reflexión a poca profundidad está poco desarrollado para resolver problemas de Ingeniería Civil. Tratándose de túneles de minas, estos no representan superficies en las cuales se puedan reflejar las ondas sísmicas emitidas desde la superficie, las cuales atraviesan las oquedades sin alterarse prácticamente en su trayecto.

Métodos eléctricos. Dentro de las técnicas que ofrecen los métodos eléctricos, los que interesan para fines de Ingeniería Civil se reducen prácticamente a dos: el método de caídas de potencial y el de medición de resistividades. Sin embargo, en el caso de la zona poniente de la Ciudad de México, los estudios se realizan en áreas urbanas donde existen líneas de alta tensión o ductos enterrados a poca profundidad (obras de drenaje, agua potable, etc.) y la calidad de la

información es fuertemente alterada por estas instalaciones. Asimismo, se tienen otros factores que limitan la aplicación de los métodos geoelectrónicos, como son las condiciones topográficas abruptas, el relleno artificial de cavidades y la existencia de estratos que dificultan el flujo de la corriente eléctrica.

4. COMENTARIOS

La fotointerpretación y las encuestas permiten encauzar eficientemente el reconocimiento superficial del sitio en el que se investigue la existencia de minas. La exploración subsiguiente debe contemplar el uso de perforadoras neumáticas, que reducen significativamente el tiempo y costo de la ejecución.

En caso de requerirse muestreo, éste deberá realizarse sin agua o lodo a fin de evitar la alteración física del suelo por muestrear; para ello pueden usarse equipos rotatorios convencionales, pero con aire como fluido de perforación.

La aplicación de métodos geofísicos en la investigación de cavernas ha demostrado ser poco confiable; las áreas minadas presentan condiciones que afectan los resultados de los diversos métodos y los hacen de difícil interpretación; su uso es de poca aplicación y por tanto, no es recomendable.

5. REFERENCIAS

1. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS, "Simposio sobre Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México", México, D.F. (1976)

3.7 BROCAS PARA PERFORACION DE SUELOS

1. GENERALIDADES

Las brocas para la perforación de pozos con máquinas de rotación se eligen de acuerdo con la dureza de los materiales que se van a cortar; en la fig. 1 se muestra el criterio general para la selección de estas herramientas y a continuación se resumen brevemente sus características y la aplicabilidad que se les puede dar.

2. BROCA TRICONICA

Descripción. Consiste en tres conos giratorios embalerados que tienen dientes de abrasión, de forma esférica para rocas duras, y de prismas agudos para rocas blandas (fig. 2a). Se fabrican en muy diversos diámetros

(2 7/8", 4", 5", 6", etc.); para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación (lodo, agua o aire) que sale al centro de la broca.

Aplicabilidad. Esta broca se puede utilizar para perforar desde rocas duras a suelos duros (fig. 1); es inadecuada para perforar suelos blandos, porque los conos difícilmente giran e incluso se atascan, porque el chiflón no limpia eficientemente los dientes de corte.

Recomendación. Se propone restringir el uso de esta broca a los basaltos y tobas duras, aclarando que en los basaltos, el martillo neumático que corta a roto-percusión es más

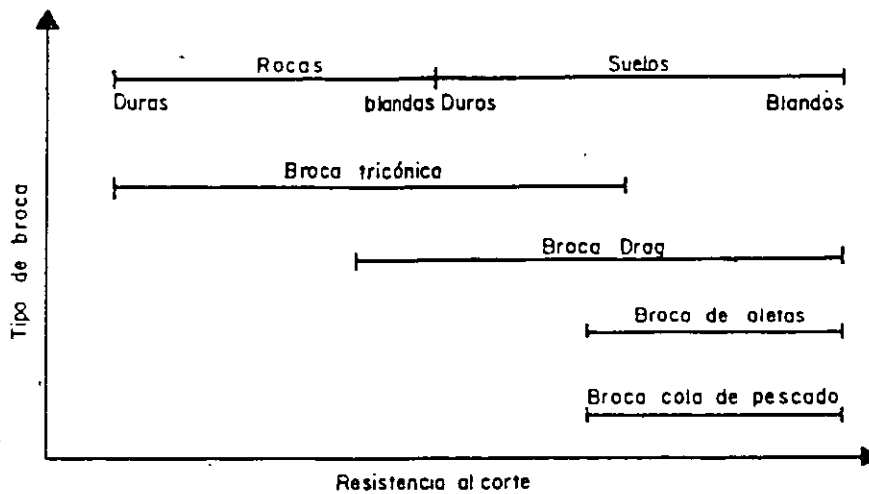


FIG 1 CRITERIO DE SELECCION DE UNA BROCA DE PERFORACION PARA SUELOS Y ROCAS

eficiente y reduce significativamente los costos de perforación; de manera similar, la broca drag es más eficiente que la tricónica para perforar las tobas duras. La tricónica debe usarse para perforar pozos de bombeo y sondeos, porque remodela por amasado al suelo, reduciendo su permeabilidad y alterando su estructura.

3. BROCA DRAG

Descripción. Es una pieza sólida que tiene tres planos radiales de corte, protegidos con pastillas de carburo de tungsteno (fig 2b). Se fabrica desde 2" de diámetro; para enfriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se utiliza un fluido de perforación (lodo, agua o aire), que sale al centro de la broca.

Aplicabilidad. Esta broca se puede utilizar de rocas blandas a suelos blandos.

Recomendación. Se propone utilizar esta broca en las tobas del poniente de la Ciudad, empleando aire a presión como fluido de perforación; no debe utilizarse para la ejecución de sondeos en suelos blandos, porque el chiflón de agua o lodo erosiona hasta 50 cm por debajo de la broca.

4. BROCA DE ALETAS

Descripción. Consiste en dos placas de acero duro (aletas) que forman una hélice corta; la salida del agua o lodo a presión incide en la superficie superior de las aletas (fig 2c). Esta broca es de fabricación artesanal y puede construirse desde 2" de diámetro. Esta broca se desarrolló para perforar los suelos blandos del Valle de México, eliminando el problema de erosión del fondo de la perforación, que generan las brocas tricónica y drag.

Aplicabilidad. Se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda.

Recomendación. Esta broca es la más adecuada para hacer perforaciones para sondeos e instalación de pozos de bombeo, porque deja agujeros limpios y poco alterados; adicionalmente, tiene las ventajas de ser significativamente más económica que la tricónica o la drag, y sobre todo más eficiente.

Restricción. En la realización de sondeos en suelos blandos susceptibles a sufrir fisuramiento hidráulico, que se presenta asociado a la fuga de agua o lodo de perforación, es necesario complementar a la broca de aletas con la posteadora-rimadora; con esta última herramienta debe perforarse por lo menos en un metro por arriba de la profundidad en que se obtendrá una muestra.

5. BROCA DE COLA DE PESCADO

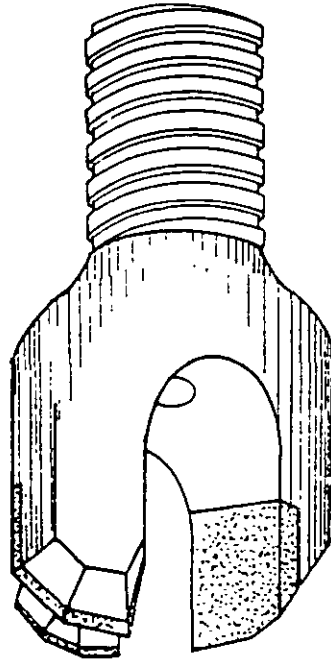
Descripción. Es una pieza sólida que consiste en dos placas triangulares ligeramente alabeadas, con su vértice en la parte inferior (fig 2d), aunque también pueden ser rectangulares y entonces la parte inferior es recta. Esta broca siempre es ciega, esto es, no tiene salidas para fluido de perforación, por lo que su uso se restringe a la llamada perforación de batido.

Aplicabilidad. Se puede utilizar en suelos de consistencia media a blanda.

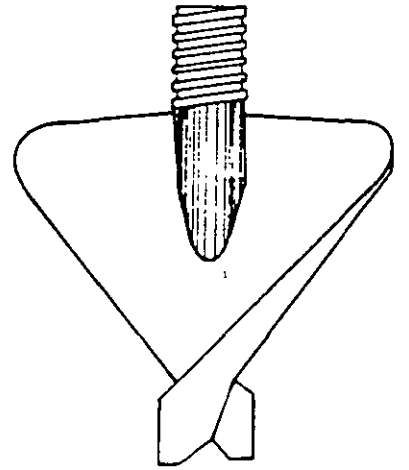
Recomendación. Esta broca es la más adecuada para hacer perforaciones sin eliminar el material cortado; por ejemplo, las perforaciones de batido que se requieren para el hincado de pilotes, para las que se agrega algo de agua al inicio de la perforación. Se utiliza también para perforar las capas duras que impiden el hincado del cono eléctrico.



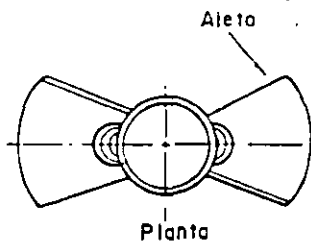
a) Tricónica



b) Drag



d) Cola de pescado



c) De aletas

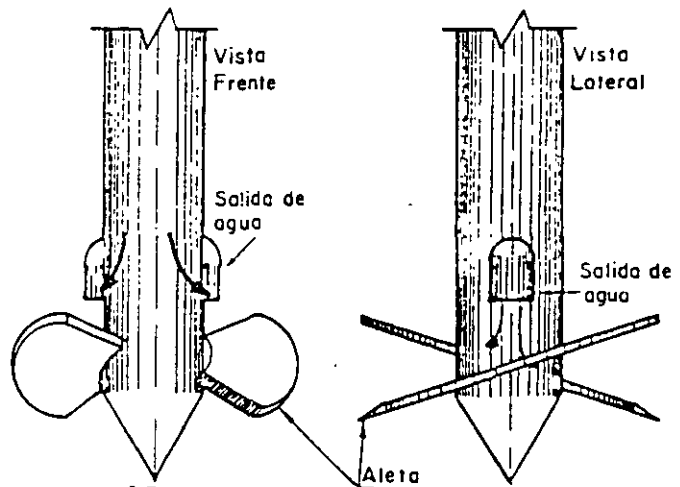


FIG 2 TIPOS DE BROCAS

TABLA 1 BROCAS DE PERFORACION

TIPO DE BROCA	MATERIAL	FLUIDO DE PERFORACION	APLICACION
Tricónica	Basalto y tobas muy duras	Aire Agua Lodo	En sondeos e instalación de aparatos, aunque en basaltos es más eficiente el martillo neumático y en tobas la broca drag
Drag	Tobas y suelos duros	Aire Agua Lodo	En sondeos e instalación de aparatos, utilizando aire a presión cuando se perfora arriba del nivel freático
De Aletas	Suelos blandos	Agua Lodo	En sondeos y pozos de bombeo. Si en los sondeos se presenta fracturamiento hidráulico se requerirá también perforar con la posteadora-rimadora
Cola de Pescado	Suelos blandos	No requiere	Cuando se requiere remoldeo (perforación de batido) para el hincado de pilotes y la penetración de lentes duros que impiden el hincado del cono eléctrico

Se refiere a las rocas y suelos del Valle de México

6. EFICIENCIA DE PERFORACION

No se dispone de información confiable de la eficiencia de las distintas brocas descritas; por ello, es necesario hacer observaciones de campo donde se midan los tiempos medios. Para hacer este estudio deberá seleccionarse una brigada de perforación que opere una máquina equipada para el manejo eficiente de la tubería de perforación; con ese estudio se detectará que en suelos blandos, las maniobras y preparaciones consumen la mayor parte del tiempo de operación y que la perforación efectiva es la acción más breve.

7. CONCLUSIONES

En este inciso se propone un criterio para la selección de las brocas de perforación, que se pueden utilizar en los distintos suelos (y algunas rocas) en los que se requieren perforaciones para el diseño y construcción de obras de Ingeniería Civil en el Valle de México; para facilitar su consulta, la tabla 1 resume los aspectos principales descritos.

Se propone recopilar información de campo para precisar los tiempos de perforación para cada tipo de broca, junto con los tiempos de maniobras necesarias, para posteriormente fundamentar análisis racionales de los precios unitarios.

CAPITULO 4

CONCLUSIONES

Para optimizar la calidad de los estudios de mecánica de suelos, es necesario:

- Comprender el marco geológico del sitio donde se desarrollará el proyecto
- Aplicar las técnicas de exploración adecuadas que permitan obtener muestras inalteradas
- Desarrollar un programa de laboratorio representativo de las condiciones en que tra-

bajará el subsuelo

- Modelar correctamente el problema práctico para una resolución teórica

Mientras no se cumplan satisfactoriamente los dos primeros temas, la ejecución de las siguientes y por ende, los estudios completos, darán tan sólo una aproximación de la realidad, encareciendo injustificadamente las obras o disminuyendo su seguridad.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO
Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, EN EL D. F.**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

1. INTRODUCCION

Las presentes normas (no son un manual de diseño y por tanto no son exhaustivas. Sólo) tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos (mínimos) definidos en el capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. (Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del director responsable de obra y, en su caso, del corresponsable en seguridad estructural y serán de su responsabilidad). El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan (también puede ser aceptable pero) requerirá la aprobación (expresa) del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del subsuelo

En la Fig 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento.

(Esta figura solamente podrá usarse para definir la zona a la que pertenece un predio dado en el caso de las construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras definidas en el inciso A de la Tabla I. En este caso, los predios ubicados a menos de 200m de las fronteras entre dos de las zonas se supondrán ubicados en la más desfavorable. En cualquier otro caso, la zona se definirá a partir de exploraciones directas del subsuelo.)

En la porción de la Zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas-abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de

localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la Zona II, la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las Zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el (artículo) 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al (Director) responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las Zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la Zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las Zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación :

- Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las Zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

- Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las Zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.

- Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

- Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente. (Asimismo, se podrán utilizar para la obtención de muestras en las capas duras de las Zonas II y III)

- Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la

resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de carga que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas, y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basada en los resultados de penetración de cono, veleta, (presiómetro), o algún otro ensaye de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

(Los estudios de amplificación sísmica local y de interacción suelo-estructura deberán basarse en determinaciones de campo y/o de laboratorio de las propiedades dinámicas del subsuelo.)

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

2.4 Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento (regional) del área de interés, en edificaciones de los grupos A y B1 (véase artículo 174, Cap. I, Título Sexto), esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos (alejados de cargas, estructuras, y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo.)

3. VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los artículos 193, 223 (y 224) del Reglamento, en comparar (para cada elemento de la cimentación y para ésta en su conjunto) la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la Tabla II.

3.1 Acciones de diseño

De acuerdo con el artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las

siguientes:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables (artículo 186) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

(Congruentemente con lo especificado en el inciso 8.8 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límites de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100% del sismo en una dirección y 30% en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.)

Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizante que subyace al cimiento de la construcción (en la forma especificada en el inciso 8.9 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo).

{Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo-estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método simplificado del Anexo A7 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo}

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en el artículo 225 del Reglamento.

En el caso de cimentaciones profundas en las Zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto pilote-suelo es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada-no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño (el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos

tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a solicitaciones horizontales.)

3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el artículo 194, Cap III del Reglamento. Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica. Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

1. 0.35 para la capacidad de carga (ante cualquier combinación de acciones) en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

2. $(0.7(1-s/5))$, en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre un pilote, (para la capacidad de carga por adherencia de los pilotes de fricción) ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas

3. 0.7 para los otros casos

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones

3.3 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)

3.3.1 Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum Q F_c / A < c_u N_c F_n + p_v \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\sum Q F_c / A < [\bar{p}_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F_n + p_v \quad (2)$$

donde

$\sum Q F_c$, suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada (en el nivel de desplante), afectada por

su respectivo factor de carga, t

A área del cimiento, m^2

p_v presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m^2

\bar{p}_v presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m^2

γ peso volumétrico del suelo, t/m^3

c_u cohesión aparente, t/m^2 , determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU)

B ancho de la cimentación, m

N_c coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

para $D_r/B < 2$ y $B/L < 1$, donde D_r es la profundidad de desplante en m (y L la longitud del cimiento en m); en caso de que D_r/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1 respectivamente.

N_q coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por $1 + (B/L)\tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_γ coeficiente de capacidad de carga dado por:

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

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4(B/L)$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

F_n Factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las presentes normas.

{También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones 1 ó 2 una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar o en resultados de pruebas presiométricas y respaldada por evidencias experimentales}.

Además, al emplear las relaciones anteriores, se tomará en cuenta lo

siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang tan } (a \tan \phi^*) \quad (3)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70%, el coeficiente a será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec 2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B)(\gamma_u - \gamma') \quad (4)$$

donde

γ' peso volumétrico sumergido del suelo (entre las profundidades Z y $(B/2)\tan(45 + \phi/2)$), t/m^3 .

γ_u peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, t/m^3

c) En el caso de combinaciones de carga (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a

$$B' = B - 2e \quad (5)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. (Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes x y y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será $A' = B'L'$.)

(Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c de las ecs 1 y 2 por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical)).

(d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor h bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:

- si $h > 3.5 B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la

capacidad de carga

- si $3.5 B > h > 1.5 B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+h$

- si $h < 1.5 B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a $B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{h}{B} \right)^2 \right]$

En el caso de cimientos rectangulares, se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.)

e) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el apartado 1 del inciso 3.2.

f) En el caso de cimentaciones desplantadas en (un) subsuelo (heterogéneo) o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecs 1 y 2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil stratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que señala el apartado 1 del inciso 3.2.

g) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs 1 y 2 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción del Departamento que es aplicable otro valor.

h) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
- Demolición o refuerzo de bóvedas.
- Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo

solicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo (generados por la segunda combinación de acciones) se calcularán cuando proceda, como se indica en el artículo 203 del capítulo de diseño sísmico (del Reglamento). La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z \quad (6)$$

donde

ΔH asentamiento de un estrato de espesor H

e_0 relación de vacíos inicial

Δe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad

Δz espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

(Los asentamientos esperados de una cimentación se podrán valorar por procedimientos distintos al enunciado, bajo la responsabilidad del Director Responsable de Obra y del Corresponsable en seguridad estructural)

3.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca (reducir) el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavaciones del terreno y uso de un cajón desplantado a

cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será la suma de la carga muerta (, incluyendo el peso de la subestructura,) más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada por un factor de carga unitario.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura, (a menos que dicho espacio se rellene con material ligero no saturable que garantice la permanencia del efecto de flotación).

3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto, se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el sismo.

3.4.2 Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- a) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- b) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo (la segunda combinación de acciones.)
- c) Los movimientos diferidos debidos al incremento (o decremento) neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en 3.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de consolidación regional, la sobrecompensación no será superior a 1.5 t/m^2 , a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

3.4.3. Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales, se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en

estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el terreno en estado de reposo se considerará por lo menos igual a (50 % de la presión vertical efectiva actuante a la misma profundidad, salvo para rellenos compactados contra muros, caso en el que se considerará por lo menos de 70 % de la presión vertical). Las presiones horizontales atribuibles a sobrecargas podrán estimarse por medio de la teoría de la elasticidad. En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo la resistencia del suelo considerada no deberá ser superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmiten dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras contiguas, no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción (son) aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral (y generalmente actúan) como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

3.5.1 Estados límite de falla

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\underline{\Sigma QF_c} < R \quad (7)$$

donde

ΣQF_c suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada de su correspondiente factor de carga. Las acciones incluirán el peso propio (de la subestructura) y de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si éste es el valor que rige, la losa o las zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de

carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec 8 con $F_n = 1$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el inciso 3.3.

b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la {combinación} de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación (o de un grupo) de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes calculadas con la ec. 9.

(Cuando la capacidad de carga de la cimentación se considere igual a la del sistema de los pilotes de fricción sin contribución de la losa, estos deberán tener la capacidad de absorber la fuerza de cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo-losa o suelo-zapatas.)

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_r = A_L f F_n \quad (8)$$

donde

($F_n = 0.7 (1-s/5)$, factor de resistencia)

s relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote

C_r capacidad por adherencia, t

A_L área lateral del pilote, m^2

f adherencia lateral media pilote-suelo, t/m^2

Para los suelos cohesivos blandos de las Zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no

consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec 8 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo (que los soporta), así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán en cuenta las excentricidades de carga.

(Como se indica en el artículo 203 del Reglamento, deberá revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorios máximos de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos). Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno. Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ec 8.

3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro colados en perforación previa.

3.6.1 Estados límite de falla

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad 7, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de (un) pilote de punta o pila se calculará como sigue:

- Para suelos cohesivos:

$$C_p = (c_u N_c^* F_R + p_v) A_p \quad (9)$$

- Para suelos friccionantes:

$$C_p = (\bar{p}_v N_q^* F_R + p_v) A_p \quad (10)$$

donde

C_p capacidad por punta, t

- A_p área transversal de la pila o del pilote, m^2
- p_v presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2
- \bar{p}_v presión vertical efectiva debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2
- c_u cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado (UU)
- N_c^* coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_u ángulo de fricción aparente, en grados

N_q^* coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_q^* = N_{min} + L_e (N_{max} - N_{min}) / [4B \tan (45^\circ + \phi / 2)]$$

cuando $L_e/B \leq 4 \tan (45^\circ + \phi / 2)$, o bien

$$N_q^* = N_{max}$$

cuando $L_e/B > 4 \tan (45^\circ + \phi / 2)$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{max}	12.5	26	55	132	350
N_{min}	7	11.5	20	39	78

L_e longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m

B ancho o diámetro (equivalente) de los pilotes, m

ϕ ángulo de fricción interna, en grados, con la definición del

apartado (a) del subinciso 3.3.1.

F_R factor de resistencia igual a 0.35

(También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones 9 ó 10 una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar o en resultados de pruebas presiométricas).

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5m de diámetro, la capacidad calculada (mediante las ecs 9 o 10 o sus alternativas,) deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$F_{r,c} = \left[\frac{(B + 0.5)}{2B} \right]^n \quad (11)$$

donde

B diámetro de la base del pilote o pila en metros (> 0.5m)

n exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso

- Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor de la ec 11 con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{r,c} = \frac{(B + 1)}{(2B + 1)} \quad (12)$$

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá despreciarse en todos los casos.

{Cuando exista un estrato blando debajo de la capa de apoyo de un pilote de punta o pila, deberá verificarse que el espesor h de suelo resistente es suficiente en comparación con el ancho o diámetro B del elemento de cimentación. Se seguirá el criterio siguiente:

- si $h > 3.5 B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga

- si $3.5 B > h > 1.5 B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B+h$

- si $h < 1.5 B$ se procederá en la misma forma considerando un ancho igual a $B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{h}{B} \right)^2 \right]$

El criterio anterior se aplicará también a grupos de pilotes. }

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos inducidos por los pilotes

sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes {o pilas} bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidas, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados bajo del nivel de apoyo de las puntas. {Al} calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.7 {Pruebas de carga en pilotes}

Las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta se verificarán mediante pruebas de carga si hay incertidumbre excesiva sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación es de los grupos A o B1. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada. {La prueba se realizará al menos dos meses después de la hinca. En pruebas de pilotes de punta, deberá aislarse la punta del fuste para medir en forma separada la fricción o adherencia lateral, o bien instrumentarse la punta para medir la carga en la punta. Podrán hacerse pruebas de campo en pilotes de sección menor que la del prototipo y extrapolar el resultado mediante las ecs 8 a 10).

3.8 {Cimentaciones especiales}

Quando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa del Departamento del Distrito Federal. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes normas, en particular ante solicitaciones sísmicas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes, etc) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en 3.1.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo, y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a esta por la superestructura.

- que los hundimientos (diferenciales inmediatos más diferidos) con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes normas (Tabla II).

- que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables en términos de las presentes normas.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte, (izaje) e hinca. Los pilotes deberán poder resistir estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

(Los pilotes de concreto deberán cumplir con lo estipulado en este Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias para estructuras de concreto. Los pilotes de acero deberán protegerse contra corrosión al menos en el tramo comprendido entre la cabeza y la máxima profundidad a la que, se estime, puede descender el nivel freático)

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte del suelo como sin él, es decir, en este último caso, apoyada solamente en los pilotes.

5. ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de excavaciones se considerarán, de acuerdo con el artículo 228, Cap. VII, del Reglamento, los siguientes estados límite:

a) De falla: colapso de los taludes o paredes libres o ademas de la excavación, falla de los cimientos de las contrucciones colindantes, falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes (y colapso del techo de cavernas o galerías.)

b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

5.1 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las contrucciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de 1.5 t/m² con factor de carga unitario.

a) Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las condiciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes.

b) Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de falla de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h > (\gamma_w / \gamma_n) h_w \quad (13)$$

donde

- h espesor de la capa impermeable
- h_w altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable
- γ_w peso volumétrico del agua
- γ_n peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.

c) Estabilidad de excavaciones ademadas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tablestacas o muros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de

análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural requeridos para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \sum q F_c < c_u N_c F_R \quad (14)$$

donde

c_u cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones {no consolidadas-} no drenadas {(UU)}, t/m^2

N_c coeficiente de capacidad de carga definido en 3.3.1 y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D_f su profundidad

p_v presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, t/m^2

$\sum q F_c$ sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga, t/m^2

F_R {factor de resistencia igual a 0.7}

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada de acuerdo con la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, el equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.

{Los elementos de soporte deberán diseñarse estructuralmente para resistir las acciones de los empujes y las reacciones de los troqueles y de su apoyo en el suelo bajo el fondo de la excavación.}

d) Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

{En caso de usar anclas para el soporte de ademes, deberá demostrarse que estas no afectarán la estabilidad ni inducirán

deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas.)

5.2 Estados limite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ec 6 a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados (aplicando) la teoría de la elasticidad.

En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCIÓN

Las presentes normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, tabique o concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los muros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas. (Los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en el inciso 10.2 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo.)

6.1 Estados Límite de falla

Los muros de contención deberán siempre dotarse de un drenaje adecuado, dejando un filtro atrás del muro con lloraderos y/o tubos perforados.

(Los estados límites de falla a considerar para un muro serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga o deslizamiento horizontal de la base del mismo bajo el efecto del empuje del suelo y, en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.)

(Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción I del artículo 188 del Reglamento, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.4 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.4 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.)

(Para combinaciones de carga clasificadas en la fracción II del artículo 188 del Reglamento, en la revisión del muro al volteo, los momentos motores serán afectados de un factor de carga de 1.1 y los momentos resistentes de un factor de resistencia de 0.7; en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectarán de un factor de 1.1 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.)

(Para la revisión de la capacidad de carga del suelo de apoyo se recurrirá a los procedimientos ya especificados para cimentaciones.)

Para muros de menos de 6m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semi-empírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de tener una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que exceden de la altura especificada en el

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento (de construcción) de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá (ajustarse a) las hipótesis de diseño, garantizar (la integridad de los elementos de cimentación y su) seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones (someras)

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos sueltos o extraños.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que pueda afectar sus características de resistencia o durabilidad.

7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar (la integridad de estos elementos y) que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, (sus tramos) y las juntas entre (estos, en su caso,) deberán diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

(Los pilotes de pequeño diámetro deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, con su respectivo factor de carga, no rebasará la fuerza crítica P_c definida por:

$$P_c = F_R \left(\frac{N^2 \pi^2 E I}{4 L^2} + \frac{4 k \phi L^2}{N^2 \pi^2} \right)$$

donde

k coeficiente de reacción horizontal del suelo, t/m^3
 ϕ diámetro del pilote, m

párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los efectos que se indican a continuación.

- Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario, y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

- Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones estructurales alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

- Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiéndose vigilar el espesor y contenido de agua de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compacidad relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

- Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y bajo la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que actúa sobre el pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro o profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Quando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo. (Se recurrirá a los métodos aplicables a cimentaciones superficiales.)

E módulo de elasticidad del pilote, t/m^2
 I momento de inercia del pilote, m^4
 L longitud del pilote, m
 N número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_c
 F_R factor de resistencia igual a 0.35)

a) Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si, por el contrario, se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

(Cuando la construcción de una cimentación requiera del uso de lodo bentonítico, el constructor no podrá verterlo en el drenaje urbano, por lo que deberá destinar una área para recolectar dicho lodo después de usarlo y transportarlo a algún tiradero ex profeso.)

Quando se usen pilas con ampliación de base (campana), (la perforación de la misma se hará verticalmente en los primeros 20 cm para después formar con la horizontal un ángulo de 60 grados; el peralte de la campana será por lo menos de 50 cm. No deben construirse campanas bajo agua, ya que los sistemas empleados para esta operación no garantizan la colocación de concreto sano en esta zona que es donde se desarrollará la capacidad de carga.)

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

(Para desplantar la cimentación sobre el concreto sano de la pila, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto, equivalente al 90% del diámetro de la misma; este concreto, que acarrea las impurezas durante el proceso de colado, podrá ser removido con equipo neumático hasta 20 cm arriba de la cota de desplante de la cimentación; estos últimos 20 cm se deberán quitar en forma manual procurando que la herramienta de ataque no produzca fisuras en el concreto que recibirá la cimentación.)

(En el caso de pilas coladas en seco, la longitud adicional podrá ser del 50% del diámetro de las mismas, evitando remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el "sangrado"

del concreto se efectúe en dicha zona. Esta parte se demolerá siguiendo los lineamientos indicados en el punto anterior.)

(En cualquier tipo de pila, será necesario construir un brocal antes de iniciar la perforación a fin de preservar la seguridad del personal y la calidad de la pila por construir.)

(No deberán construirse pilas de menos de 60 cm de diámetro hasta 20 m de profundidad, ni de menos de 80 cm hasta 30 m, ni de menos de 100 cm hasta profundidades mayores. No deberán construirse pilas con diámetro mayor de 120 cm sin ademe o con ademe a base de lodos a menos que el estudio del subsuelo muestre que la perforación es estable.)

(Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 4% de su diámetro. La tolerancia en la verticalidad de una pila será del 2% de su longitud hasta 25 m de profundidad y de 3% para mayor profundidad.)

b) Pilotes hincados a percusión

(Se preferirá la manufactura en fábrica de tramos de pilotes a fin de controlar mejor sus características mecánicas y geométricas y su curado. En pilotes de concreto reforzado, se prestará especial atención a los traslapes en el acero de refuerzo longitudinal)

(Cada pilote deberá tener marcas que indiquen los puntos de izaje; para poder levantarlos de las mesas de colado, transportarlos e izarlos.)

El estudio de mecánica de suelos deberá definir si se requiere perforación previa para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. Se indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico. (En pilotes de fricción la perforación previa para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos no deberá ser mayor que el 75% del diámetro o lado del pilote. Si con tal diámetro máximo de la perforación no se logra hacer pasar el pilote a través de capas duras intercaladas, exclusivamente estas deberán rimarse con herramientas especiales a un diámetro igual o ligeramente mayor que el del pilote)

Antes de proceder a la hincada, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta ni de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará con base en dos condiciones: que su energía no sea menor de 0.3 kg-m por cada kilogramo de peso del pilote y que el peso del martillo golpeador no sea menor que 30% del peso del pilote. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir

respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hinca y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hinca. Además, se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída, la energía de hincado por golpe, (el número de golpes por metro de penetración a través de los estratos superiores al de apoyo y el número de golpes por cada 10cm de penetración en el estrato de apoyo, así como el número de golpes y la penetración en la última fracción de decímetro penetrada.)

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará para cada pilote mediante nivelaciones si se ha presentado emersión por la hinca de los pilotes adyacentes, y en caso afirmativo los pilotes afectados se rehincarán hasta la elevación especificada.

(Los métodos usados para hincar los pilotes deberán ser tales que no mermen la capacidad estructural de éstos. Si un pilote de punta se rompe o daña estructuralmente durante su hincado, o si, por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada y en ella no se pueda garantizar la capacidad de carga requerida, se extraerá la parte superior del mismo, de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.)

(Si es un pilote de fricción el que se rechace por daños estructurales durante su hincado, se deberá extraer totalmente y rellenar el hueco formado con otro pilote de mayor dimensión ó bien con un material cuya resistencia y compresibilidad sean del mismo orden de magnitud que las del suelo que reemplaza; en este caso, también deberá revisarse el diseño de la subestructura y el comportamiento del sistema de cimentación.)

c) Pruebas de carga en pilotes (o pilas)

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba.
- Descripción del pilote (o pila) y datos obtenidos durante la instalación.
- Descripción del sistema de carga y del método de prueba.
- Tabla de carga y deformaciones durante las etapas de carga y descarga del pilote (o pila).
- Representación gráfica de la curva asentamientos-tiempo para cada incremento de carga.

-Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote (o pila) y la prueba.

7.2 Excavaciones

7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones se delimitarán con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el inciso 5 de las presentes normas.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo, y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas.

7.2.2 Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abatimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante las teorías de flujo de agua en el suelo. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar en la periferia de la excavación el agua bombeada.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además, deberá asegurarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las Zonas II y III, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el

nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración, o
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo, e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo superficial que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua.

7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia las excavaciones y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ o (prefabricados). Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que puede dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el inciso 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser de anclas horizontales o muros perpendiculares colados en el lugar (o prefabricados).

7.2.4 Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuarse la excavación por etapas para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

8. OBSERVACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION

Durante la construcción, se realizarán todas las mediciones requeridas para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del

suelo que pueda ocasionar daños a la propia construcción, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 5 t/m² o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique el Departamento, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el artículo 232 del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

TABLA I
REQUISITOS MINIMOS
PARA LA INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSIÓN Y CON EXCAVACIONES SOMERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II , o
 $P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_r \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada (después de limpieza y despalme del predio) para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada (después de limpieza y despalme del predio) para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más

profundas(, por ejemplo con posteadora,) para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 , bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentación a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II , o
 $P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_r > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras quedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo,

incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada (después de limpieza y despalle del predio) para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, (incluyendo detección de mantos acuíferos colgados).

TABLA II

LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES
ORIGINADOS EN LA CIMENTACION*

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)

Concepto	Límite				
Valor medio en el predio					
Asentamiento	<table border="0"> <tr> <td>{ Construcciones aisladas</td> <td>30 cm**</td> </tr> <tr> <td>{ Construcciones colindantes</td> <td>15 cm</td> </tr> </table>	{ Construcciones aisladas	30 cm**	{ Construcciones colindantes	15 cm
{ Construcciones aisladas	30 cm**				
{ Construcciones colindantes	15 cm				
Emersión	30 cm**				
Velocidad del componente diferido	1 cm/semana				

b) *Inclinación media*

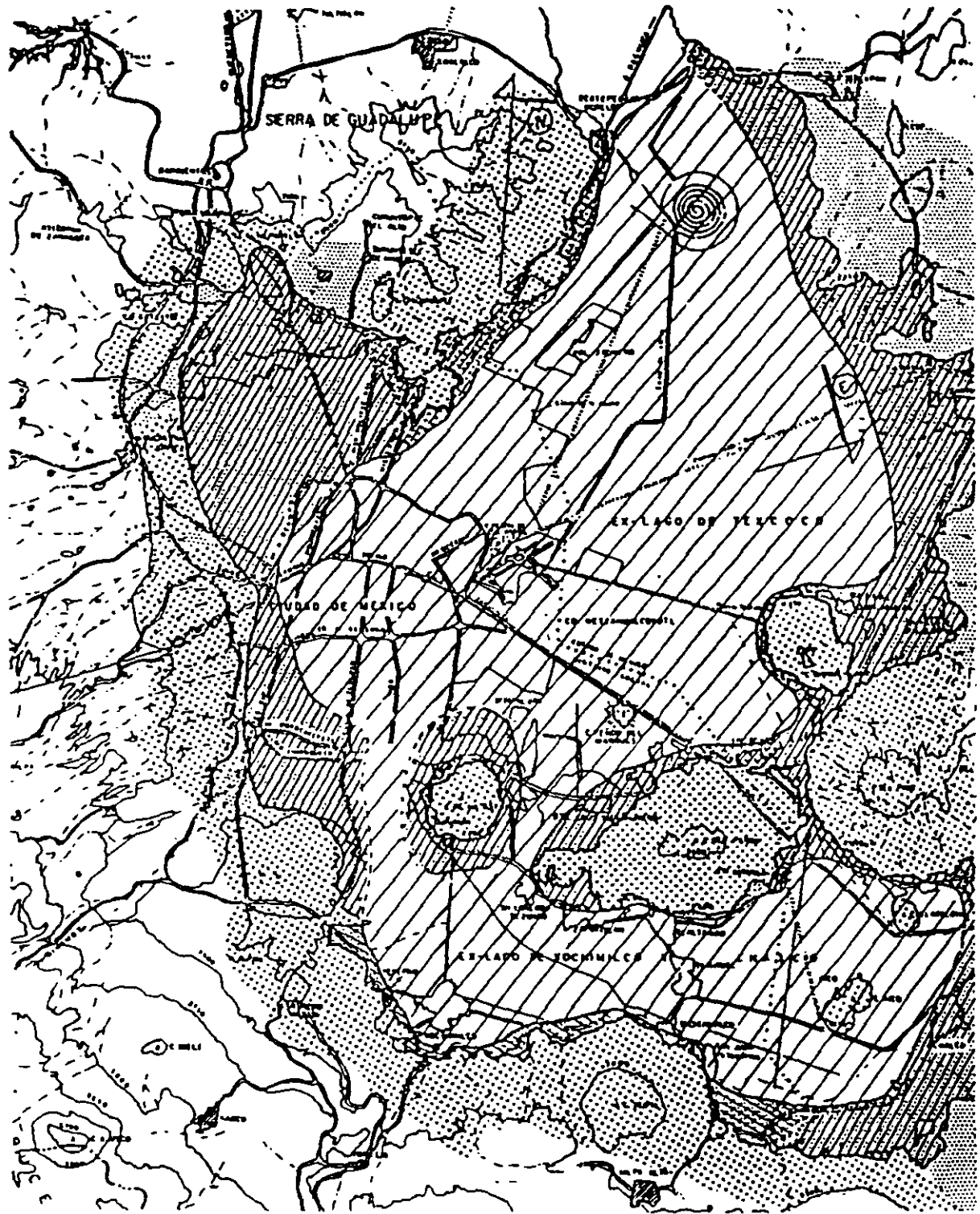
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	$h =$ altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal

c) *Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas*

Tipo de estructura	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tubercia de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

* Comprende la suma de movimientos debidos a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.

** En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.



Zona I
 Zona II
 Zona III

Fig I Zonificación geotécnica de la ciudad de México



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**REVISIÓN DE LOS ESTADOS, LIMITE DE FALLA Y DE
SERVICIO PARA UNA CIMENTACIÓN A BASE DE ZAPATA
AISLADA**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

III. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES .

III.1 Zapatas aisladas

III.1.1 Descripción conceptual.

Las zapatas aisladas son cimientos someros de forma cuadrada o rectangular, contruidos usualmente de concreto reforzado. Por lo general se utilizan en suelos poco compresibles de mediana y alta capacidad de carga, o para estructuras capaces de soportar asentamientos diferenciales sin daños.

Las zapatas son elementos desplantados a una profundidad relativamente pequeña, que transmiten las cargas de la estructura al suelo. En este ejemplo, las cargas se transmiten a las zapatas mediante columnas.

III.1.2 Ejemplo en el caso de zapatas aisladas

Se desea verificar la seguridad de la cimentación en la clínica que se muestra en la Fig. III.1.2.a y que consta de planta baja y tres niveles. Esta estructura no tiene edificaciones en sus colindancias.

La investigación del subsuelo se hizo siguiendo el criterio expuesto en el Capítulo II.1 de este documento. El sitio se localiza en la Zona I, y los resultados de la investigación se muestran en las Figs. III.1.2.b y III.1.2.c.

SOLUCION

Dadas las condiciones del subsuelo, y las características de la estructura, se optó por una cimentación a base de zapatas aisladas desplantadas a 1.5 m de profundidad, con un ancho $B = 1.4$ m y una longitud $L = 2.0$ m. Este diseño será sometido a la verificación de la seguridad que establece el R.C.D.F.

ESTADOS LIMITE DE FALLA

La revisión de los estados limite de falla se realizará con las dos combinaciones de cargas indicadas en el Art. 188 del R.C.D.F. En este caso las sollicitaciones sísmicas se obtuvieron con el Método Estático señalado en el Cap. 8 de las N.T.D.S.

Para fines de ejemplificación, sólo se incluye la revisión de la zapata 2-A (Fig. III.1.2.a), analizandose por separado los marcos 2 y A, sujetos a fuerzas sísmicas horizontales actuando en las direcciones "Y" y "X" respectivamente. (Art. 203 R.C.D.F.).

La revisión de las demás zapatas se hace en forma similar analizando cada marco para determinar la distribución de momentos de volteo y fuerzas actuantes en la base de la estructura.

PRIMERA COMBINACION

$$\Sigma Q = 75.0 \text{ t}$$

El inciso 3.3.1 de las N.T.C.D.C.C. ordena verificar la desigualdad siguiente:

$$\Sigma Q F_c / A < [\bar{P}_v (Nq - 1) + \frac{1}{2 \gamma} B N_\gamma] F_r + P_v$$

donde para el marco 2 (Fig. III.1.2a)

$$\Sigma Q = 75.0 \text{ t}$$

$$F_c = 1.4 \text{ (Art. 194 II, R.C.D.F.)}$$

No habiéndose encontrado el NAF dentro de la profundidad de desplante del cimiento, se tiene:

$$\gamma = 1.72 \text{ t/m}^3$$

$$D_f = 1.5 \text{ m}$$

$$\gamma D_f = P_v = 2.58 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{P}_v = 2.58 \text{ t/m}^2$$

$$N_q = 33.3 \text{ [3.3.1, N.T.C.D.C.C.]}. \text{ Para su determinación se consideró } \phi = \text{ang tan } (\alpha \tan \phi, \text{ donde } \alpha = 1, \text{ y } \phi = 35^\circ \text{ (obtenido mediante correlaciones con los SPE, ref. 1 N.T.C.D.C.C.) } \therefore \phi = 35^\circ$$

$$N_\gamma = 48 \text{ (3.3.1, N.T.C.D.C.C.)}$$

$$F_R = 0.35 \text{ (3.2. N.T.C.D.C.C.)}$$

En la desigualdad anterior, el primer termino es:

$$\frac{75 (1.4)}{1.4 (2)} = 37.5 \text{ t/m}^2$$

Para el segundo término, los factores N_q y N_γ son afectados de acuerdo al inciso 3.3.1 de las N.T.C.D.C.C. al analizarse cimientos rectangulares, teniendo los siguientes valores definitivos:

$$N_q = 56.6 \quad \text{y} \quad N_\gamma = 34.5$$

Por lo que el segundo término será:

$$[2.58(56.6 - 1) + 1/2 (1.72)(1.4)34.5] 0.35 + 2.58 = 67.3 \text{ t/m}^2$$

con lo cual se cumple la desigualdad

$$37.5 < 67.3$$

SEGUNDA COMBINACION

$$Q = 80.55 \text{ t}$$

Las dimensiones de la zapata son:

$$B = 1.4 \text{ m} \quad \text{y} \quad L = 2.0 \text{ m}$$

De acuerdo al inciso 3.3.1.c de las N.T.C.D.C.C., debido al efecto de las fuerzas sísmicas y a la excentricidad "e", las dimensiones efectivas para efecto de análisis serán:

$$B' = B - 2e \quad \text{y} \quad L' = L - 2e \quad (\text{EC. 5 N.T.C.D.C.C.})$$

En el marco 2 (dirección "y"):

$$e = Mv/Q \text{ donde } Mv = 24.13 \text{ t.m}$$

$$e = 24.13/80.55 = 0.299 \text{ m}$$

$$L' = 2.0 - 2(0.299) = 1.40 \text{ m}$$

En el marco A (dirección "x"):

$$Q = 80.55 \text{ t} \quad \text{y} \quad Mv = 14.71 \text{ t.m}$$

En el sentido perpendicular (para este caso la dirección X), las condiciones son menos críticas, por lo que sólo se toma el 30% del efecto de la excentricidad en esta dirección (sección 8.8 N.T.D.S.)

$$e = Mv/Qu = 14.71/80.55 = 0.182 \text{ m}$$

$$B' = 1.4 - 0.3 (2e) = 1.22 \text{ m}$$

y el área para análisis:

$$A = 1.22 (1.40) = 1.71 \text{ m}^2$$

En la desigualdad (2) N.T.C.D.C.C. el factor de carga (f_c) para esta combinación de cargas es de 1.1 por lo que el primer término es:

$$(80.55) (1.1)/1.71 = 51.8 \text{ t/m}^2$$

Para el segundo término los factores N_x y N_y son afectados al analizarse cimientos rectangulares y sus valores definitivos son los siguientes: =

$$N_x = 62.3 \quad \text{y} \quad N_y = 31.2$$

Finalmente el segundo término es:

$$\{2.58(62.3 - 1) + 1/2 (1.72)(1.22)(31.2)\} 0.35 + 2.58 = 69.4 \text{ t/m}^2$$

Por lo que también se cumple la desigualdad:

$$51.8 < 69.4$$

ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

En este tipo de suelos los asentamientos diferidos son pequeños y los que ocurren son prácticamente instantáneos. El inciso 3.3.2 de las N.T.C.D.C.C. indica que se pueden calcular usando los resultados de la teoría de la elasticidad. En este ejemplo se utilizan el criterio de Steinbrenner para la determinación de asentamientos inmediatos, el cual es válido para cuantificar la deformación en la esquina de un rectángulo cargado. Este criterio establece lo siguiente:

$$\Delta\rho_o = \frac{qb}{E} [(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2] \quad \text{ec. III.1.1}$$

donde:

- $\Delta\rho_o$: asentamiento en una esquina del área cargada (m)
- q : carga uniformemente repartida (t/m^2)
- b : ancho del rectángulo cargado (m)
- E : módulo de deformación tangente inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria (t/m^2)
- μ : relación de Poisson
- F_1, F_2 : factores que dependen de la relación D/b y l/b

donde D , es el espesor del estrato considerado a partir de la profundidad de desplante (m), y l es el largo del área cargada (m).

Para estimar el asentamiento al centro de la zapata localizada en los ejes 2-A (Fig. III.1.2a) utilizando la ecuación III.1.1., ésta se divide en cuatro partes iguales y se calcula el asentamiento para uno de los cuadrantes, y la deformación obtenida se multiplica por cuatro.

Se tienen los siguientes datos:

$$\begin{aligned} B &= 1.4 \text{ m}, L = 2.0 \text{ m} & a &= 2.8 \text{ m}^2 \\ \Sigma Q &= 75 \text{ t} \\ q &= \frac{75.0}{2.8} = 26.78 \text{ t/m}^2 \\ D &= 7.2 \text{ m} \end{aligned}$$

y para la aplicación de la ec. III.1.1

$$\begin{aligned} b &= B/2 = 0.70 \text{ m} \\ l &= L/2 = 1.0 \text{ m} \end{aligned}$$

con lo cual:

$$\begin{aligned} F_1 &= 0.56 \\ F_2 &= 0.03 \text{ (Fig. III.1.2d)} \end{aligned}$$

y con las características del subsuelo:

$$\begin{aligned} E &= 550 \text{ kg/cm}^2 \\ \mu &= 0.3 \end{aligned}$$

el asentamiento inmediato en la esquina del rectángulo cargado es:

$$\Delta p = 0.18 \text{ cm}$$

por lo que el asentamiento al centro de la zapata será:

$$\Delta p_c = 0.18 \times 4 = 0.72 \text{ cm}$$

y el asentamiento instantáneo representativo de toda la zapata se puede estimar como:

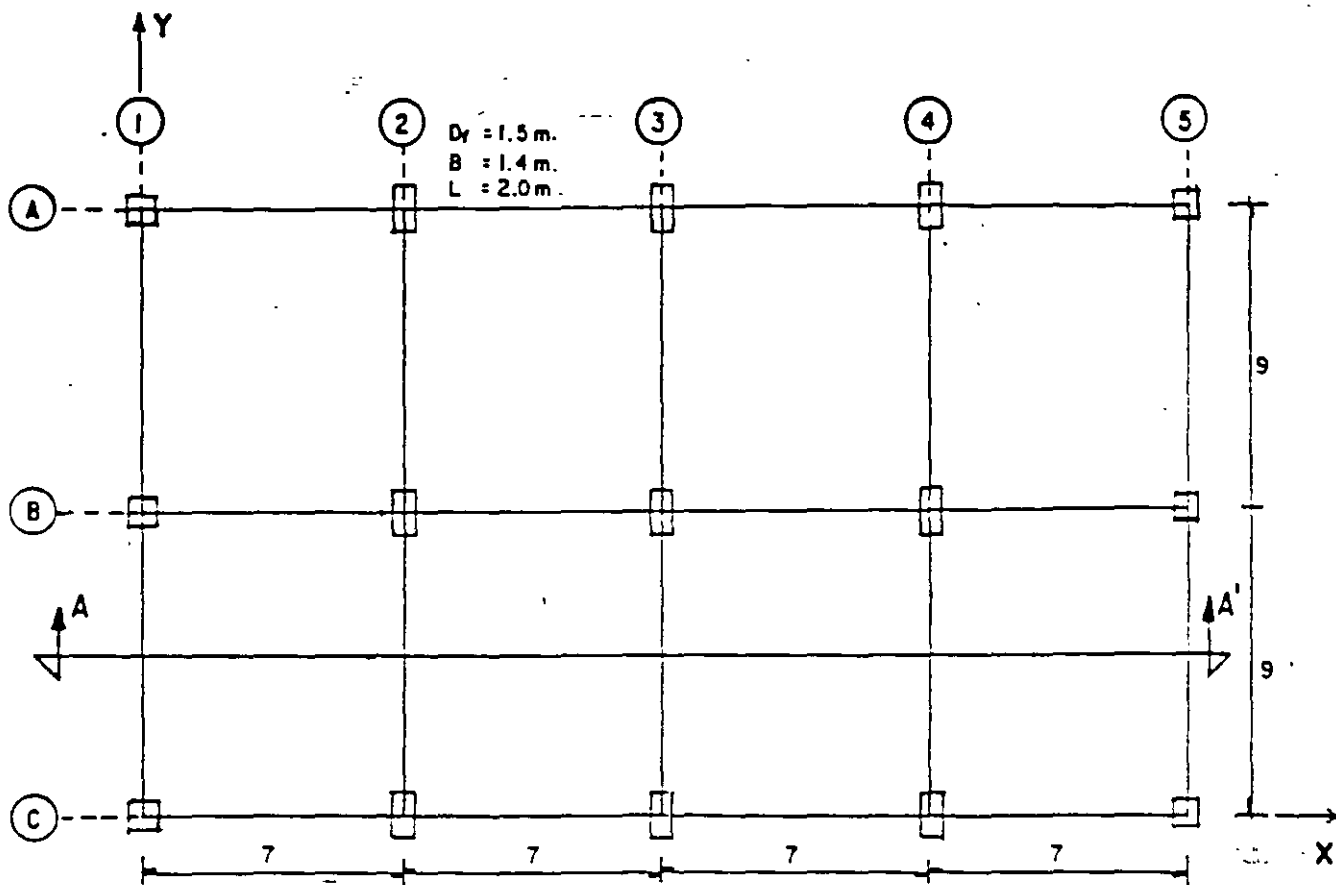
$$\Delta p = \frac{2}{3} \Delta p \text{ centro} = 0.4 \text{ cm}$$

Los asentamientos para las otras zapatas se obtienen de igual forma, siendo tanto el valor medio como la relación entre asentamiento y claro (asentamiento diferencial), menores a los límites en la Tabla II de las N.T.C.D.C.C.

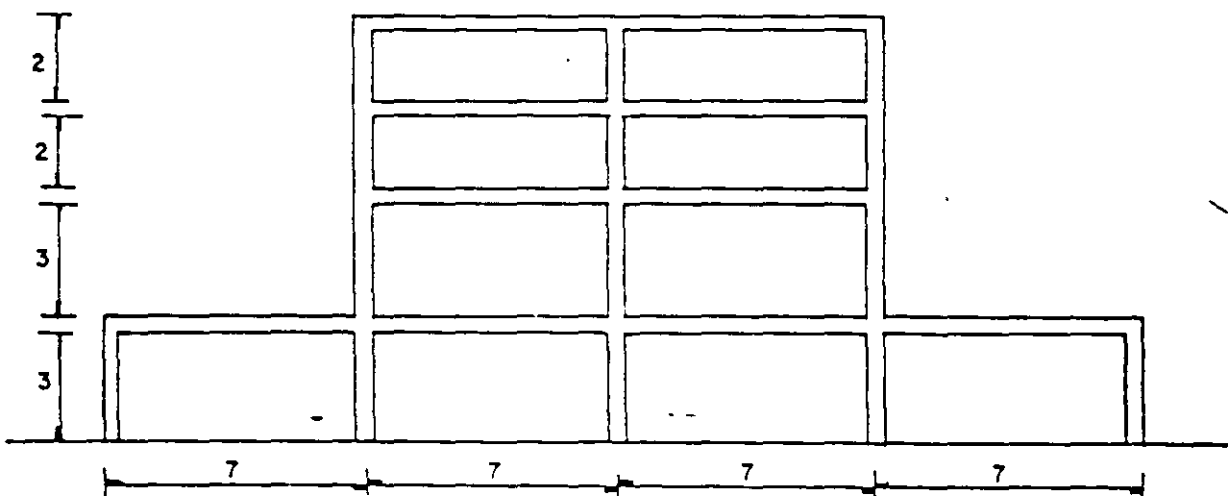
III.1.3 Explicaciones adicionales

Es importante reiterar, que los criterios expuestos en las N.T.C.D.C.C. y su ejemplificación en el presente documento, no constituyen un método de diseño de cimentaciones, sino una forma de verificar que este diseño se encuentra dentro de límites que aseguren un comportamiento adecuado.

Asimismo, cuando para el cálculo de los asentamientos instantáneos se utilizan criterios basados en la teoría de la elasticidad, se debe considerar que el punto más importante, lo constituye la determinación de los parámetros elásticos del suelo de cuya precisión dependerá la aproximación que tendrán los asentamientos calculados al compararlos con los reales.



PLANTA DE LA ESTRUCTURA



CORTE A-A'

Acolaciones en metros

FIGURA. III.1.2.a.

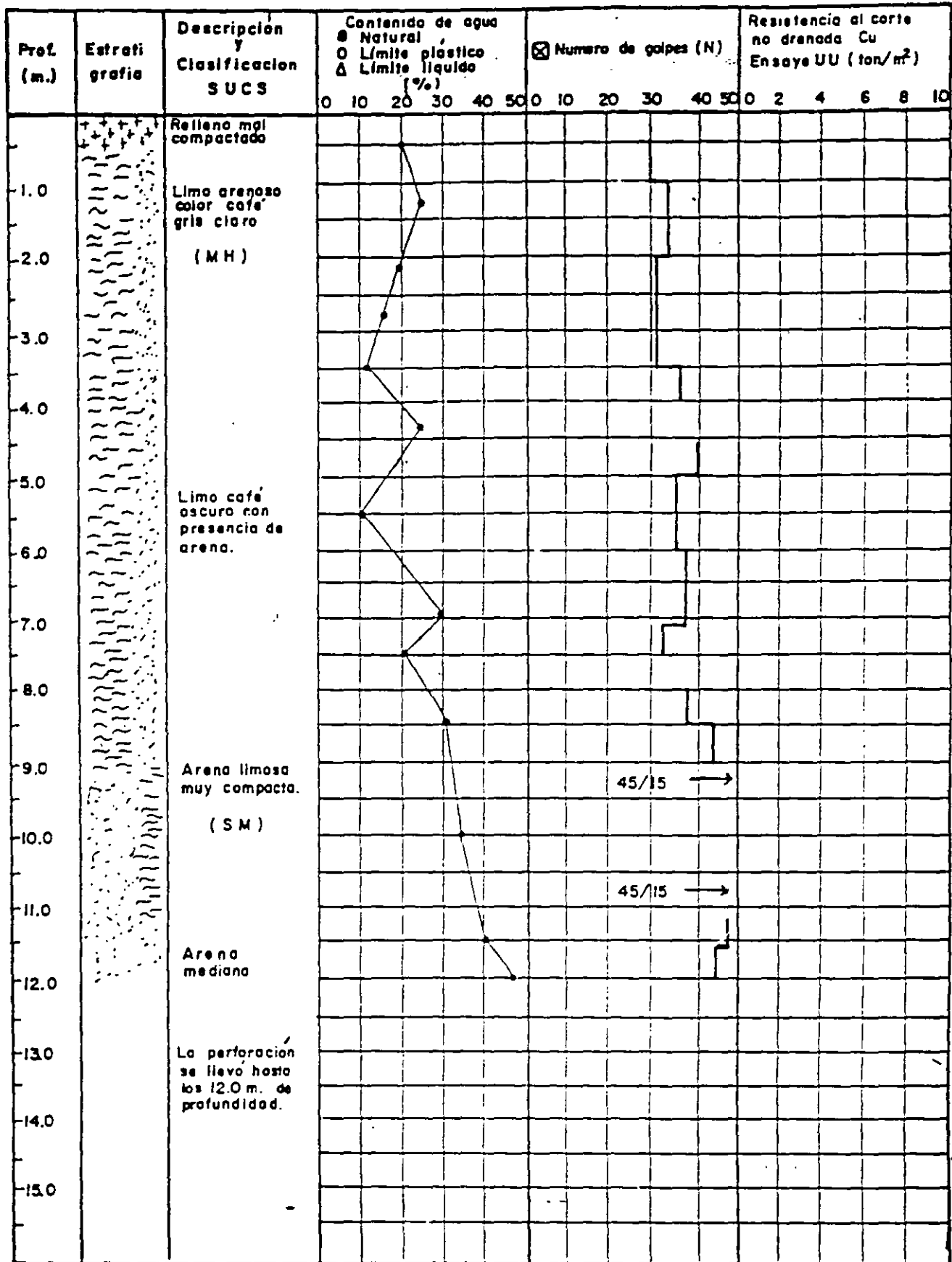


Fig. III 1.2.b.

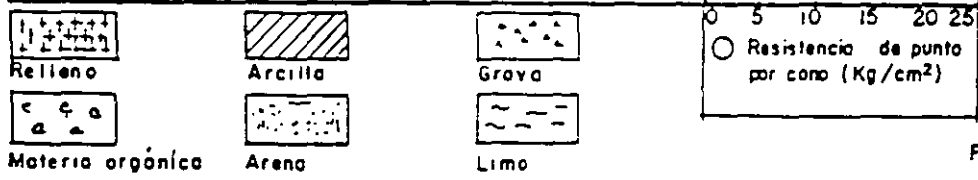
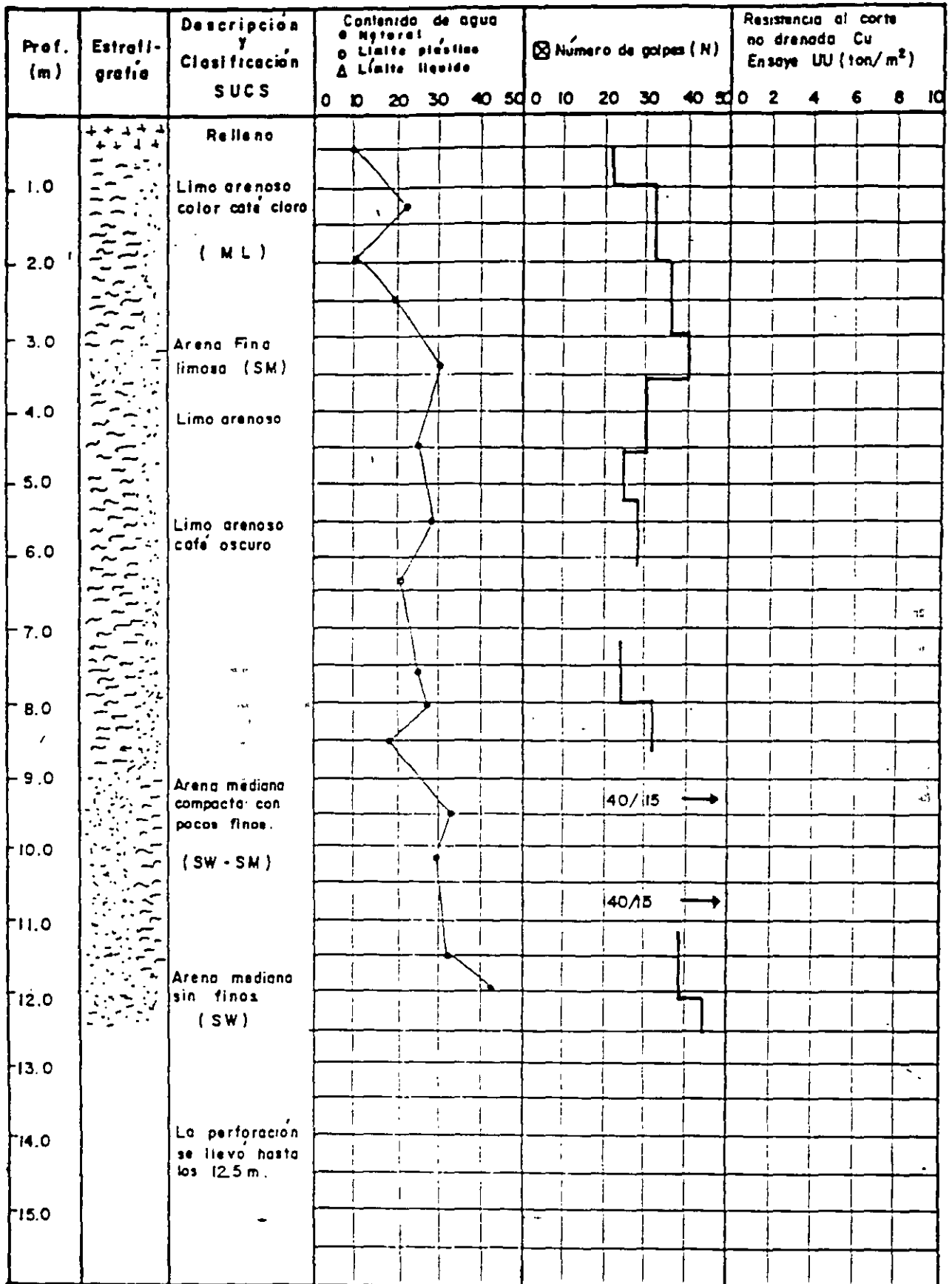
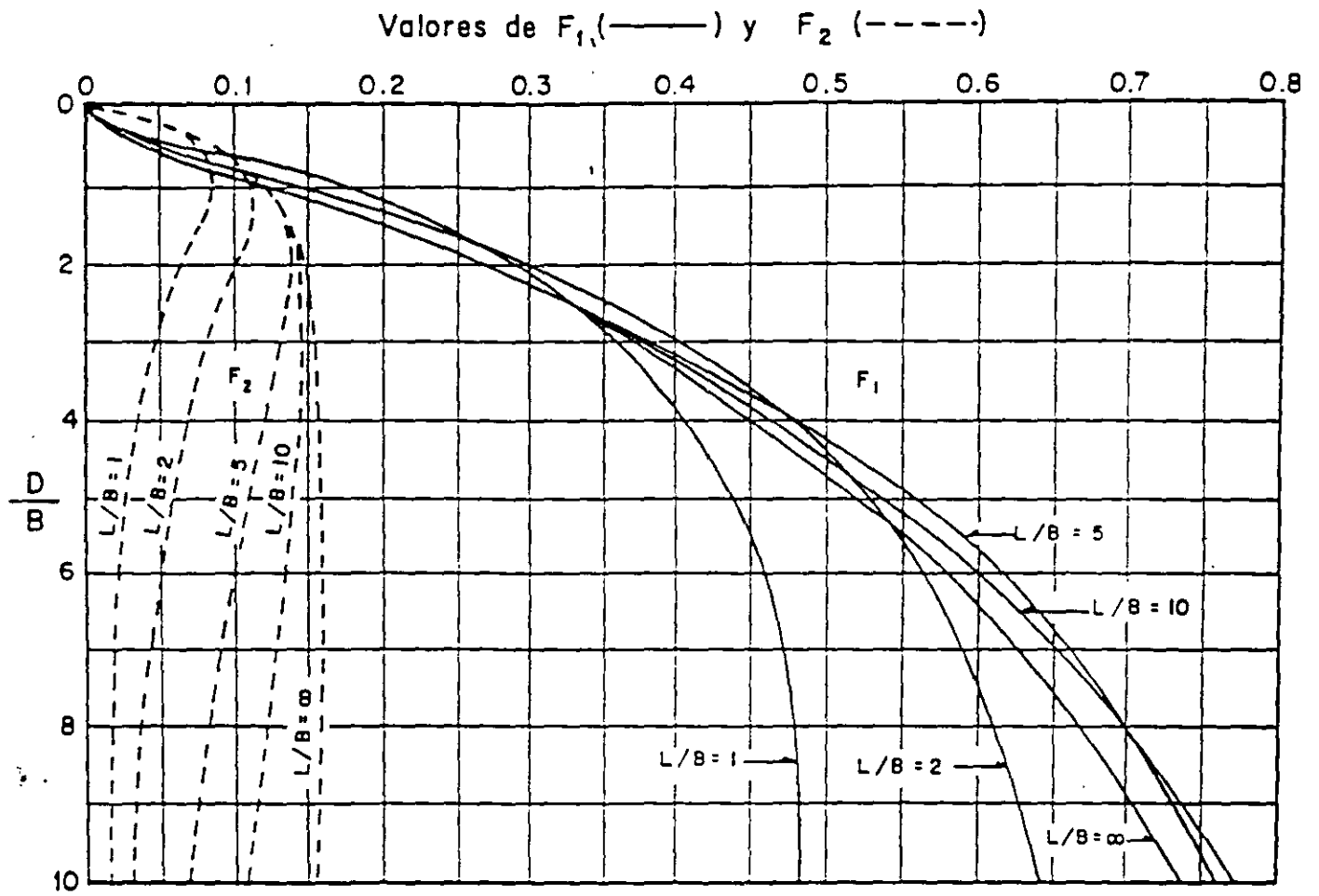


Fig. III 1.2.c.



Factores de influencia F_1 y F_2

Figura. III. 1. 2. d



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**REVISIÓN DE LOS ESTADOS, LIMITE DE FALLA Y DE
SERVICIO PARA UNA CIMENTACIÓN A BASE DE
PILOTES DE PUNTA**

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

III.7 Cimentación con pilotes de punta

III.7.1. Descripción conceptual de pilotes de punta

El pilote de punta es un elemento estructural que se coloca en el interior del suelo para que la fuerza que se aplica en la parte superior se transmita a un estrato resistente en la punta.

En la ciudad de México el suelo tiene una deformación vertical que ocasiona que la interacción entre él y el pilote produzca una fricción negativa (Art. 225 del R.C.D.F.), acción que deberá tomarse en cuenta en la forma que señala el inciso 3.1 de las N.T.C.D.C.C., y C_p la capacidad de pilote por punta, se puede verificar con las ecuaciones (9) ó (10) de las N.T.C.D.C.C.

Cuando el estrato en que se desplanta el pilote es de espesor pequeño comparado con el diámetro B , (3 ó 4 veces mayor el estrato), el manto subyacente se verificará para la capacidad de carga, con la ecuación (9) N.T.C.D.C.C., si el manto es cohesivo; o con la ecuación (10) N.T.C.D.C.C. si es de un material friccionante y con los parámetros del estrato subyacente a fin de obtener la capacidad de carga de él; en cualquiera de las dos ecuaciones se aumenta el área transversal afectada A , en función del grueso del estrato.

III.7.2. Ejemplo de pilotes de punta

Se proyecta la construcción de un edificio para oficinas; sótano, que se utilizará como estacionamiento, planta baja, 11 niveles y azotea, cuyas características se muestran en la Fig. III.7.2a y III.7.2b. Se clasifica en el subgrupo B1 (Art. 174 II.a, del R.C.D.F.). Se propone una cimentación con cajón, apoyada sobre pilotes de punta como se puede ver en el esquema de ella en las Figs. III.7.2b y g, donde se muestra que el cajón de desplante va -3.90 m de profundidad, las contratrabes se llevan hasta la cota

-7.70 m, los pilotes de sección circular, con 50 cm de diámetro se desplantarán a -40.5 m. el nivel de agua superficial se determinó a -2.50 m.

El proyecto requiere 210 pilotes. Con estas consideraciones se revisará la seguridad de la estructura.

De acuerdo a la zonificación mostrada en la Fig. 1 N.T.C.D.C.C., el edificio se localiza dentro de la Zona III (Art. 219 del R.C.D.F.), lo cual se comprobó en los sondeos realizados, como se puede ver en las Figs. III.7.2.c, III.7.2.d y III.7.2.e.

El Artículo 182 del R.C.D.F. indica que toda estructura y cada una de sus partes, no deben rebasar ningún estado límite de falla (ELF) ni ningún estado límite de servicio (ELS), con las combinaciones de carga fijadas por el Art. 188 R.C.D.F. El inciso 3.1 de las N.T.C.D.C.C. especifica verificar la cimentación con los dos tipos de combinaciones de carga señaladas por el mencionado Art. 188, las cuales para este ejemplo son:

I. Primer tipo de combinación: Acciones permanentes más acciones variables.

Carga muerta = 0.74 t/m^2 (valor medio de la carga muerta en cada nivel) incluyendo el peso de la estructura de la cimentación que se está verificando.

Carga viva media = 0.1 t/m^2

Carga total (incluyendo carga viva media) = 0.84 t/m^2

Peso unitario medio = 11.38 t/m^2 (13.55 losas incluyendo azotea). Para evaluar efectos a largo plazo (Art. 188 R.C.D.F.).

Carga viva máxima = 0.25 t/m^2

Carga total (incluyendo carga viva máxima) = 0.99 t/m^2

Peso unitario máximo = 13.42 t/m^2 Para revisión de los ELF.

Peso de la estructura primera combinación, ELF

$$W_e = 20.638 \text{ t}$$

Momento estático alrededor del eje y-y producido por la excentricidad de las cargas = $13,002 \text{ t-m}$

II. Segundo tipo de combinación: Acciones permanentes, más acciones variables y acciones accidentales, (en este caso el sismo).

$$\text{Carga muerta} = 0.74 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga viva instantánea} = 0.18 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga total (incluyendo carga viva instantánea)} = 0.92 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Peso unitario instantáneo} = 12.47 \text{ t/m}^2 \text{ (13.55 pisos incluye azotea)}$$

Peso de la estructura para la segunda combinación, ELF

$$W_{e2} = 19,178 \text{ ton}$$

Coefficiente sísmico $C = 0.4$ Art. 206 R.C.D.F.

Factor de comportamiento sísmico $Q_{x-x} = 4$ Título 5 N.T.C.D.C.C.

Momento de volteo alrededor del eje x-x en la base de la cimentación. Debe tomarse en cuenta el momento producido por la excentricidad de las cargas estáticas, pero en esta dirección hay simetría en ellas por lo que este momento es nulo y el valor de él es por sismo:

$$M_{xx} = 44,830 \text{ t-m}$$

Momento reducido $M'_{xx} = M_{xx} \cdot 0.8 = 35,864 \text{ t-m}$

Cortante en la base $V_x = 1,918 \text{ t}$

Momento de volteo alrededor del eje yy tomando la excentricidad de cargas, que da $M_{x+y} = 13,002 \text{ t-m}$ por lo que $M_{yy} = 57,832 \text{ t-m}$

Momento reducido $M'_{yy} = M_{x+y} + 0.8 M_{xx}$

$= 13,002 + 0.8 (44,830)$

$= 48,866 \text{ t-m}$

mayor que $1,918 \text{ ton} \times \frac{40.8 \text{ m}}{3} = 26,085 \text{ t-m}$ como pide el inciso 8.5 N.T.C.D.S.

Cortante en la base $V_y = 1,635 \text{ t}$

El análisis sísmico se hizo utilizando el método estático ya que la estructura no pasa de 60 m (inciso 2.1 N.T.C.D.S.); el momento de volteo en la base de la cimentación se redujo, como indica el inciso 8.5 de las N.T.C.D.S., al multiplicarse por 0.8, ya que $z = 0$.

El inciso 3.6.1 de las N.T.C.D.C.C. indica se analice (a) un solo pilote, (b) subgrupos y (c) el conjunto global de pilotes.

Así se nombrará:

I. ELF (a) el ELF la I combinación de cargas para el caso (a);

I. ELF (b) para el caso (b) y primera combinación de cargas finalmente;

I. ELF (c) para el conjunto de pilotes. De modo análogo se hace con la segunda combinación de cargas y el estado límite de la falla para (a), (b) y (c): II. ELF (a, b y c). Se procede de forma similar para ELS.

La verificación de la seguridad para ELF será con:

$$\Sigma QF_c < R$$

des(7) N.T.C.D.C.C.

donde el primer miembro es la suma de cargas con sus correspondientes factores de carga y R, según indica la sección 3.6 de las N.T.C.D.C.C., la suma de las capacidades de carga individuales de los pilotes, la de grupos o la del conjunto global de los mismos.

SOLUCION

La edificación se clasifica en el rubro de "CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS" (Tabla I, inciso B de las N.T.C.D.C.C.), debido a que cumple con:

$$w > 5 \text{ t/m} \quad p > 120 \text{ m} \quad D_r > 2.5 \text{ m}$$

Cumpliendo lo ordenado por el Art. 220 R.C.D.F. se planteó el siguiente programa de exploraciones .

- a) La realización de dos sondeos de penetración estándar (S.P.E.) y uno mixto (S.M.) hasta 18 m bajo la primera capa resistente. Su localización se muestra en la Fig. III.7.2a. En ellos se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas para las pruebas de laboratorio definidas en el inciso 2.3 de las N.T.C.D.C.C., y cuyos resultados se muestran en las Figs. III.7.2c, 2d y 2e. En el sondeo mixto Fig. III.7.2e se extrajo una muestra inalterada, con tubo shelby dentado operado a rotación, de la que se determinó $\phi = 40^\circ$ en una serie de pruebas triaxiales consolidadas drenadas con medida de presión de poro, corroborando el resultado con la estimación de la fricción interna con la penetración estándar.

- b) Investigación del hundimiento regional e instalación de piezómetros en el predio con antelación a la construcción. La localización de ellos se muestra en la Fig. III.7.2a. Y permitieron conocer las variaciones de presión neutra que se utilizan en la obtención de las presiones efectivas \bar{P}_v , III.7.2f. El hundimiento regional se estimó de la referencia 16 de las N.T.C.D.C.C. y resultó en 1988 de 20 cm/año. Lo cual ocasionará que la adherencia negativa se presente a corto plazo.

Al edificio vecino la adherencia le ha ocasionado un incremento de carga que todavía ha impedido la emersión, lo que significa que las cargas transmitidas por los pilotes (incluyendo la adherencia negativa) han originado en las capas subyacentes deformaciones de 20 cm.

En el ejemplo se utilizó un corte estratigráfico simplificado como lo muestra la Fig. III.7.2g, el cual se obtuvo de los sondeos SP1, SP2 y SM; en esta figura también se resume la información sobre la cimentación.

- c) Inspección del terreno para determinar; la existencia de restos arqueológicos, el tipo, estado y comportamiento de las construcciones vecinas respecto a su estabilidad, hundimiento, emersión, agrietamientos, desplome y antecedentes de construcciones en el predio a fin de obtener la magnitud y duración de las cargas que ha sufrido el lote, Fig. III.7.2a.

I.ELF(a). Pilote individual: ELF para primera combinación de cargas.

Para hacer la revisión primeramente se estima la capacidad de carga por punta del pilote, que se propone hincar 0.50 cm dentro del manto resistente.

Los diagramas de presiones verticales totales, efectivas y neutras de la Fig. III.7.2f muestran los valores:

$$\text{Presión vertical total} = P_v = 55.50 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Presión vertical efectiva} = \bar{P}_v = 32.50 \text{ t/m}^2$$

La presión vertical efectiva se obtuvo de la distribución de presiones piezométricas que existen en el sitio, las que se encuentran abatidas respecto a la hidrostática principalmente cerca de los estratos permeables, como sucede en las Zonas II y III de la ciudad de México.

Los pilotes de concreto proyectados tienen las siguientes características:

Resistencia a la ruptura $f'c = 300 \text{ k/cm}$

Diámetro $B = 0.5 \text{ m}$

Area de sección transversal $A_p \approx 0.20 \text{ m}^2$

Longitud del pilote, contada a partir del desplante de las contratraves = 32.8 m

Longitud empotrada del pilote, $L_e = 0.5 \text{ m}$

Factor de resistencia indicado en 3.2 de las N.T.C.D.C.C.

$$F_R = 0.35$$

La capacidad de carga por punta se obtiene de:

$$C_p = [P_v N_q F_R + P_v] A_p \quad \text{ec(10) N.T.C.D.C.C.}$$

Se tienen dos valores para N_q y siendo

$$\frac{L_e}{B} = 1 < 4 \tan (45^\circ + \varphi/2)$$

En la ec. 10 de las N.T.C.D.C.C., se utilizará:

$$N_q^* = N_{min} + L_e (N_{max} - N_{min}) / [4B \tan (45^\circ + \phi/2)]$$

Para $\phi = 40^\circ$, $N_{min} = 78$ y $N_{max} = 350$, $N_q^* = 109.7$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (10) N.T.C.D.C.C. se obtiene:

$$C_p = (32.5 \times 109.7 \times .35 + 55) 0.2$$

$$C_p = 260.5 \text{ ton}$$

Cálculo de la fricción negativa (pilote individual)

Primera combinación de cargas

I.ELF(a). En el pilote además de la capacidad de carga por punta, se tiene la de fuste, la cual debido al proceso de consolidación de la ciudad en el sitio se hace negativa (ver Fig. III.7.3a en explicaciones adicionales III.7.3) y dado que la deformación en la zona es de 20 cm/año y el desplazamiento para tener la adherencia negativa es de 3 mm, (ver Fig. III.7.3a(4) en subcapítulo III.7.3) en menos de un mes se tendrá adherencia negativa en todo el pilote.

En esta condición en la ΣQF_c en la desigualdad (7) N.T.C.D.C.C., hay que agregar la adherencia negativa mencionada en 3.5.1 N.T.C.D.C.C. y aplicarle el factor de carga $F_c = 1.1$ que especifica el inciso 3.2 de las N.T.C.D.C.C.

$$\begin{aligned}
 F_N &= A_L \times F \\
 A_L &= 51.5 \text{ m}^2 \\
 F &= 16. \text{ t/m}^2. \text{ Adherencia media de perfil estratigráfico}
 \end{aligned}$$

Sustituyendo valores, se obtiene la adherencia media total:

$$F_N = 82.5 \text{ ton}$$

La carga estática en el primer tipo de combinación para los 210 pilotes proyectados es de $21,324/210 = 101.5 \text{ ton}$, más el peso del pilote 15.5 ton , hace 117 ton y el factor de carga que le corresponde $F_c = 1.4$ (Art. 194 R.C.D.F.); por lo que:

$$\Sigma QFF_c = 117 \times 1.4 + 82.5 \times 1.1 = 254.4 \text{ ton}$$

y como $R = C_p$ en los pilotes de punta, la des(7) de las N.T.C.D.C.C. quedan:

$$254 < 260.5 \quad \text{y se satisface}$$

Los pilotes del proyecto, ya mencionados al inicio del ejemplo se distribuyen separándolos 3 veces el diámetro entre ejes ($3 \times 0.5 = 1.5 \text{ m}$) y tomando en cuenta las cargas de cada columna se obtuvo la planta de pilotes mostrada en la Fig. III.7.2h, con la cual se verificarán las condiciones de los subgrupos y del conjunto total.

I.ELF(b). Análisis por subgrupos de pilotes

Se ejemplifica el análisis con el grupo de 7 pilotes (Fig. III.7.2h) que tiene las siguientes características:

$$\begin{aligned}
 A &= 10.5 \text{ m}^2 \\
 B &= 3.0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_e &= 0.5 \text{ m} \\ P &= 13 \text{ m} \\ \Delta_L &= 420 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{L_e}{B} = \frac{0.5}{3.0} = 0.17 < 4 \text{ tang } (45 + \phi/2)$$

Estas condiciones sustituidas en la ecuación (10) de las N.T.C.D.C.C. da $C_p = 13.108$ ton para 7 pilotes, la capacidad de punta es mayor que la $\Sigma QF_c = (7 \times 117)1.4 + 682.2 \times 1.1 = 1897$ ton, donde $F_N = 682.2$ ton para los 7 pilotes, se obtiene más adelante. Por lo cual se analizarán las condiciones que este agrupamiento produce en la 2a. capa arcillosa.

De los resultados de las pruebas de compresión triaxial en la segunda capa compresible se obtuvo una cohesión de:

$$c_u = 3.23 \text{ t/m}^2 \quad \text{y} \quad \phi = 0$$

A la profundidad en que empieza la segunda capa arcillosa 44 m ver Fig. III.7.2f se tiene una presión vertical total:

$$P_v = 61 \text{ t/m}^2$$

utilizando la ecuación (9) de las N.T.C.D.C.C.

$$C_p = [c_u N_C^* F_R + P_v] A_p$$

donde $N_C^* = 7$; $F_R = 0.35$

y $A_p = 33.4 \text{ m}^2$ dado que se amplía el área afectada por el subgrupo y que en este caso se supone con un ángulo de 70° como muestra la Fig. III.7.2i (lo cual es conservador).

Efectuando operaciones se tiene:

$$C_p = 2,303 \text{ ton}$$

LA FRICCIÓN NEGATIVA EN EL SUGRUPO DE PILOTES

I.ELF(b). En forma análoga a la del pilote individual, se tiene:

$$F_N = A_L * f$$

donde:

$$\begin{aligned} A_L &= 426.4 \text{ m}^2 \\ f &= 1.6 \text{ t/m}^2 \text{ sustituyendo} \\ F_N &= 682.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

Para el subgrupo de 7 pilotes se tiene una carga vertical de $101.5 \times 7 = 710.5$.

De la des(7) N.T.C.D.C.C.

(Peso propio por pilote) $F_c + F_n * F_c +$ (carga vertical por pilote) $F_c < C_p$

$$7 (15.5) 1.4 + (682.2) 1.1 + 7 (101.5) 1.4 < C_p$$

$$1,897 \text{ ton} < 2,303 \text{ ton}$$

cumple el subgrupo de pilotes por capacidad de carga.

De forma análoga se verifican los otros grupos.

I.ELF(c). Análisis para el grupo total de pilotes.

El último análisis ELF para la primera combinación se hace con el grupo total de pilotes.

La planta total es:

$$A_p = 22.2 \text{ m} \times 69.3 \text{ m} = 1,538.5 \text{ m}^2$$

utilizando los valores establecidos para el caso de un pilote y en la ec. (10) N.T.C.D.C.C., se tiene una capacidad de punta de:

$$C_p = [P_v N_q F_R + P_v] A_p = [32.5 \times 109.7 \times .35 + 55] 1,538.5$$
$$= 2,004.416 \text{ t} \qquad \text{ec. (10) N.T.C.D.C.C.}$$

Dado que la capa de apoyo es muy delgada en comparación con las dimensiones del área cargada, se verifica lo que sucederá en la 2a. capa deformable, utilizando la ec. (9) de las N.T.C.D.C.C. suponiendo que el área A_p no se amplía.

$$C_p = [c_u N_c F_R + P_v] A_p \qquad \text{ec. (9) N.T.C.D.C.C.}$$

sustituyendo los valores ya establecidos para el caso de un pilote, para el grupo de 7 y con $N_c = 7$ para $\phi = 0^\circ$

$$C_p = [3.25 (7) (0.35) + 61] 1,538.5$$
$$C_p = 106,064 \text{ t}$$

Se continúa el ejemplo que se está desarrollando con este valor de C_p que es más pequeño que el obtenido con la ec.(10) N.T.C.D.C.C. en la cota 40.5, y si se toma en cuenta que no se ha considerado la ampliación del área A_p , de la cota 40.5 a 44 m, los resultados son conservadores al cumplirse las des(7) de las N.T.C.D.C.C.

Fricción negativa para el total de los pilotes.

I.ELF(c).

$$\begin{aligned} A_L &= 2 (22.2 + 69.3) 32.8 = 6,002 \text{ m}^2 \\ f &= 1.6 \text{ t/m} \\ F_N &= 9,603 \text{ ton} \end{aligned}$$

Considerando 210 pilotes y utilizando des(7) N.T.C.D.C.C. con

$$\begin{aligned} \text{Peso total del edificio} &= 20,638 \text{ ton} \\ \text{Peso propio del pilotes} &= 15.5 \text{ ton} \\ F_N &= 9,603 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$1.4 (20,638) + (15.5 \times 210) 1.4 + (9,603) 1.1 < C_p \\ 45.635 < 106,064 \text{ ton}$$

El grupo total de pilotes satisface la desigualdad (7) de las N.T.C.D.C.C.

II.ELF(a). Análisis para un pilote.

Segunda combinación de cargas

La revisión del Estado Limite de Falla para la segunda combinación de cargas, que en este ejemplo incluye el efecto sísmico, se realizó primeramente para un pilote.

El peso unitario instantáneo es de 12.88 t/m, y del análisis sísmico de la estructura se tiene que los momentos reducidos (ver segundo tipo de combinación al principio de este ejemplo) son:

$$\begin{aligned} M'_{xx} &= 35,864 \text{ t-m} \\ M'_{yy} &= 48,866 \text{ t-m} \end{aligned}$$

al utilizar:

$$\Delta Q = \frac{M_{yy}}{\sum_1^n x_1^2} x_j + 0.3 \frac{M_{xx}}{\sum_1^n y_1^2} y_j$$

Como en el ejemplo de pilotes de fricción se obtiene:

$$\sum_1^n x_1^2 = 73,390 \text{ m}^2$$

$$\sum_1^n y_1^2 = 9,989 \text{ m}^2$$

$$\Delta Q_{s,j} = \frac{48,866}{73,390} x_j + 0.30 \frac{35,864}{9,989} y_j$$

$$y \quad \Delta' Q_{s,j} = 0.3 \frac{48,866}{73,390} x_j + \frac{35,864}{9,989} y_j$$

para el pilote más afectado

$$\begin{aligned} x_j &= 34.6 \text{ m} ; y_j = 11.1 \text{ m} \\ \Delta Q_{s,j} &= 35.6 \text{ t} \\ \Delta' Q_{s,j} &= 46.8 \text{ t} \end{aligned}$$

En la des(7) N.T.C.D.C.C.

donde:
$$\Sigma QF_c = F_c \left(w_p + \frac{w_{e2}}{N_o} + F_N + Q_s \right)$$

ΣQF_c = suma de incrementos de carga netos (Q), afectados por el factor de carga F_c

F_c = factor de carga especificado en inciso II Art. 194 R.C.D.F.

w_p = peso del pilote = 15.5 ton

w_{e2} = peso de la estructura II combinación = 19,178 ton

N_o = número de pilotes = 20

F_N = fricción negativa = 82.4 ton

Q_s = incremento de carga debida al sismo. Para el más cargado = 46.8 t

C_p = capacidad de punta del pilote = 260.5 ton

sustituyendo

$$\Sigma QF_c = 259.7 \text{ ton}$$

$$R = C_p = 260.5$$

$$259.7 < 260.5 \text{ aceptable}$$

II.ELF(c).

En el grupo total de pilotes, si se considera que cada pilote tiene un incremento de 46.8 ton, lo cual resulta muy conservador, se ejercerán por el sismo $110 \times 46.8 = 5,148 \text{ t}$ y sustituyendo en la des(7) N.T.C.D.C.C.

$$1.1 [210\text{pil} \times 15.5 \text{ t/pil} + 19,178 \text{ t} + 9,603 + 5,148\text{t}] < C$$

$$40,902 \text{ t} < 117,722 \text{ t}$$

El subgrupo (b) analizado anteriormente para la I combinación de cargas también comprueba la des(7) N.T.C.D.C.C., para la II combinación.

Comprobación respecto al esfuerzo cortante en la cabeza de los pilotes.

$$\frac{v}{N_0} = \frac{1,918 \text{ t}}{210 \text{ pil}} = 9.13 \text{ t/pil}$$

$$A_c = \text{área de corte} = \frac{\pi B^2}{4} + n \times A_s$$

si $B = 0.5 \text{ m}$

$$n = 15$$

$$A_s = 2\% \frac{\pi B^2}{4}$$

sustituyendo

$$A_c = 0.255 \text{ m}^2 \text{ incluyendo el área de acero}$$

v = esfuerzo cortante medio en la cabeza

$$= 3.6 \text{ kg/m}^2, \text{ para un concreto de}$$

$$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ es aceptable}$$

ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Primera combinación con carga viva

I.ELS (a y b).

La revisión hecha del ELS para la primera combinación de cargas en el pilote aislado (a) y en subgrupo (b) de deformaciones menores que

las que se provocan con el grupo (c), por lo cual es el único que se ejemplifica.

I.ELS(c) Para grupo total de pilotes
Primera combinación de carga

Los hundimientos de grupos de pilotes de punta, apoyados sobre un estrato resistente bajo el cual hay suelos compresibles, se puede estimar considerando la carga de la estructura repartida uniformemente en el área piloteada. Los esfuerzos provocados en el subsuelo compresible se calculan en este ejemplo; con la teoría de Boussinesq, podrían calcularse con la solución de Fröhlich o tomarse el efecto de losa y las deformaciones con la teoría de Consolidación de Terzaghi.

Para el ejemplo que se está resolviendo, en la Tabla 4 III.7.2 se tiene el incremento de esfuerzos en el centro del área cargada bajo la hipótesis de que la cimentación es totalmente flexible y se dibuja la gráfica en la Fig. III.7.2j.

Tabla 4 III.7.2
INCREMENTO DE ESFUERZOS EN EL CENTRO DEL AREA CARGADA

Z' m	x m	y m	$m = x/ Z'$	$n = y/ Z'$	ω_o	$\Delta\sigma = \omega_o \omega$ t/m ²
5	34.65	11.1	6.93	2.22	0.243	5.73
8	34.65	11.1	4.33	1.38	0.227	5.36
10.75	34.65	11.1	3.22	1.03	0.205	4.87
13.25	34.65	11.1	2.61	0.837	0.189	4.46

Z' es la profundidad bajo el estrato a que se calcula el esfuerzo

El incremento de carga medio w , se obtuvo como se especifica en 3.4, N.T.C.D.C.C. Carga media 11.38 t/m^2 ; excavación 3.9 m que será utilizada como garage, lo que da un descarga de $3.9 \times 1.4 \text{ t/m}^2 = 5.50 \text{ t/m}$ y finalmente $= 11.38 - 5.48 = 5.9 \text{ t/m}$.

Con los incrementos establecidos en la Tabla 4 III.7.2 se formó la Tabla 5 III.7.2. Usando las Figs. III.7.2k y k' para fijar el decremento de la relación de vacíos Δe . Finalmente el asentamiento a largo plazo del punto central de la cimentación es de $\Delta H = 0.43 \text{ m}$.

TABLA 5 III.7.2

Z_m	P_o	P_r	Δe	H m	$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e} H$ m
45.5	3.07	4.07	0.25	3	0.14
48.5	3.95	4.49	0.25	3	0.14
51.25	3.84	4.32	0.3	2.5	0.17
53.75	3.73	4.17	0.25	2.5	0.14

$$\Delta H = 0.59 \text{ m}$$

Z son las cotas medias.

El hundimiento final, debido a la sobrecarga del subgrupo de pilotes es 0.59 m . El de la zona es del orden de 20 cm al año, el total; y se constituye con la deformación de la 1a. capa deformable, ver Fig. III.7.2g y la deformación de los estratos más profundos; si se estima que el asentamiento de la 1a. capa donde se encuentran embebidos los pilotes contribuye con el 75% del total, esta deformación es la que puede hacer salir los pilotes ya que estos no se deforman y por consiguiente el enjutamiento que afecta al edificio es de 15 cm por lo cual en los cuatro primeros años no emergerá la estructura.

Los asentamientos o desplomes por el sismo, se pueden dividir en dos efectos el provocado por un incremento de carga violento que estaría dentro del rango elástico y que se produciría por el aumento de cargas debido al momento de volteo el cual se verificó tomando en cuenta que el factor de carga se reduce a 1.1, y el que se produce por el cambio en los parámetros mecánicos del subsuelo, efecto que se puede cuantificar como en las memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica (Ovando, Loza y Romo) donde se explica como pueden estimarse los movimientos por acciones sísmicas.

III.7.3. Explicaciones adicionales

Debido a la subsidencia de las Zonas II y III de la ciudad de México la adherencia entre el suelo y el pilote produce un esfuerzo cortante en toda la superficie de éste. La magnitud de él varía con la tendencia a deslizarse del pilote dentro del suelo -la deformación que sufra aquél dentro de éste al cargarse la estructura- y aumenta hasta llegar al máximo que resista el conjunto pilote-suelo. En el caso de que el suelo sea cohesivo-friccionante, además de la adherencia se generan fricciones que dependen del esfuerzo normal originado en la superficie de contacto entre pilote y suelo.

Cuando la adherencia en la interface pilote-suelo es mayor que la resistencia al corte dentro del material térreo, la capacidad perimetral de adherencia da la resistencia al corte de él, ya que el pilote se deslizará dentro del estrato arrastrando una delgada capa. La falla se producirá cerca del pilote y no en la superficie de contacto. Este razonamiento es válido para el caso de suelos cohesivos o suelos cohesivos friccionantes.

En la Fig. III.7.3a se ilustran los fenómenos que se provocan en los pilotes de punta, debido al proceso de consolidación que sufre la ciudad de México en la Zonas II y III.

La Fig. III.7.3a(1) muestra la variación de los desplazamientos Δp , que sufre la interface entre pilote y suelo al cargarse aquél con ΣQ , movimientos producidos por la deformación del material del pilote y por la introducción de la punta del mismo en la capa dura al colocarse la fuerza ΣQ . El desplazamiento del pilote hacia abajo hace que en cada cota el suelo tenga un movimiento aparente hacia arriba respecto al pilote y se considera positivo.

La fuerza al aplicarse será resistida por la capacidad de adherencia del pilote desarrollada para cada magnitud de movimiento que se obtiene de la Fig. III.7.3a(3) y se completa con la parte de la capacidad de punta que sea necesaria. Lo anterior se puede expresar como:

$$R_p = C_{Ft} + C'_{pt}$$

donde:

R_p es la capacidad de carga del pilote.

C_{Ft} es la capacidad del pilote por adherencia para el tiempo t

C'_{pt} es la capacidad de la punta del pilote necesaria para equilibrar R_p en el mismo tiempo t

C_{Ft} se puede obtener con la ecuación 8 de las N.T.C.D.C.C., si se toma f como variable que depende del movimiento que en cada nivel haya tenido el suelo respecto al pilote, movimiento que dependerá de t .

C'_{pt} deberá ser menor que los valores obtenidos con la ec. 9 y ec. 10 de las N.T.C.D.C.C., según el suelo de apoyo de la punta, sea cohesivo o friccionante.

La Fig. III.7.3a(2) muestra la variación del asentamiento de cada nivel del manto deformable en que está embebido el pilote debido al proceso de consolidación, para un tiempo t_1 posterior al t_0 en que se colocó ΣQ . Este asentamiento hace que el suelo, en cada cota, se desplace hacia abajo respecto al pilote y es de sentido contrario al producido al cargarse inicialmente el pilote y aumentará mientras continúe el hundimiento de la ciudad. En la misma Fig. III.7.3a(2) para el tiempo t_1 se han sumado los desplazamientos del pilote y del terreno. La suma a lo alto del pilote produce una región de desplazamiento negativo (son mayores los movimientos del suelo que los originales del pilote) y otra de desplazamientos positivos (son mayores los del pilote que los del suelo).

El pilote tiene una área lateral, y la fuerza de adherencia desarrollada en ella se obtiene multiplicándola por la adherencia unitaria obtenida de la ecuación constitutiva de la Fig. III.7.3a(3). Así se obtiene la distribución de adherencia negativas y positivas a lo alto del pilote y se fija el eje neutro de él (ver Fig. III.7.3a(4)).

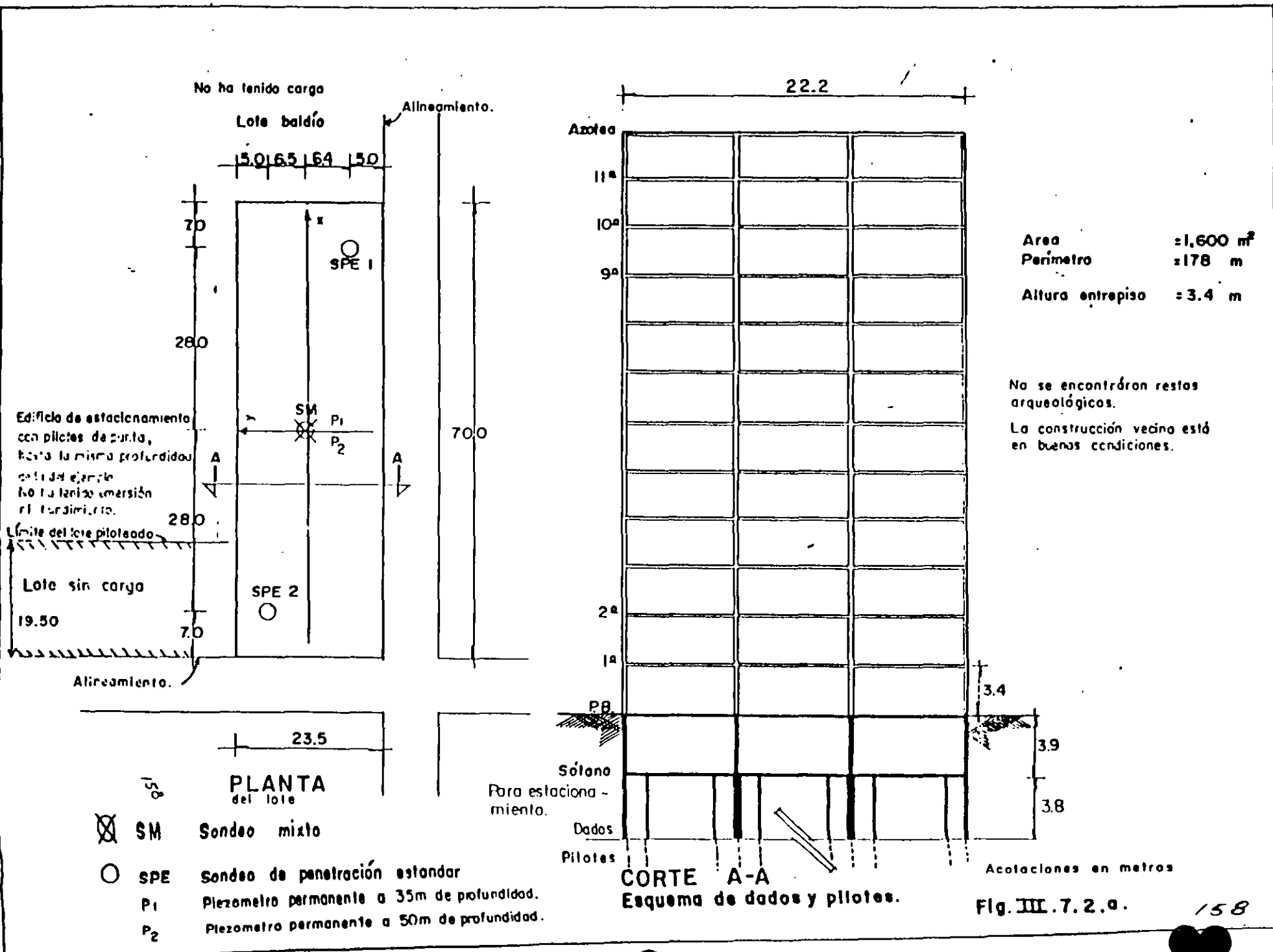
De la figura también se infiere que la adherencia negativa crece con el tiempo y si C_p no es suficiente, la punta se introduce en el estrato resistente y el pilote es de fricción.

Si la capa de apoyo de los pilotes es suficientemente resistente y el manto de suelo donde están embebidos los pilotes, a nivel de la punta de ellos se deforma más que el desplazamiento Δ_p propio, h , la profundidad del nivel neutro (NN) llega a hacerse igual a L longitud del pilote y no hay adherencia positiva.

Para la exploración del sitio de la obra se optó por el programa expuesto; el cual rebasa los requisitos mínimos que se exigen en el Cap. 2. Investigación del Subsuelo de las N.T.C.D.C.C. para la Zona III, debido a la importancia de la obra y para tener seguridad sobre

la uniformidad de los estratos. La exploración debería haberse hecho aún más amplia si los resultados obtenidos hubieran mostrado discordancias importantes entre sí, con las características de la región o con la experiencia del responsable de la solución del problema planteado.

El pilote precolado se escoge por consideraciones de construcción y de economía. En la primera interviene la maquinaria de que se disponga, la posibilidad del traslado y aparejos para mover los tramos en que deberá dividirse.



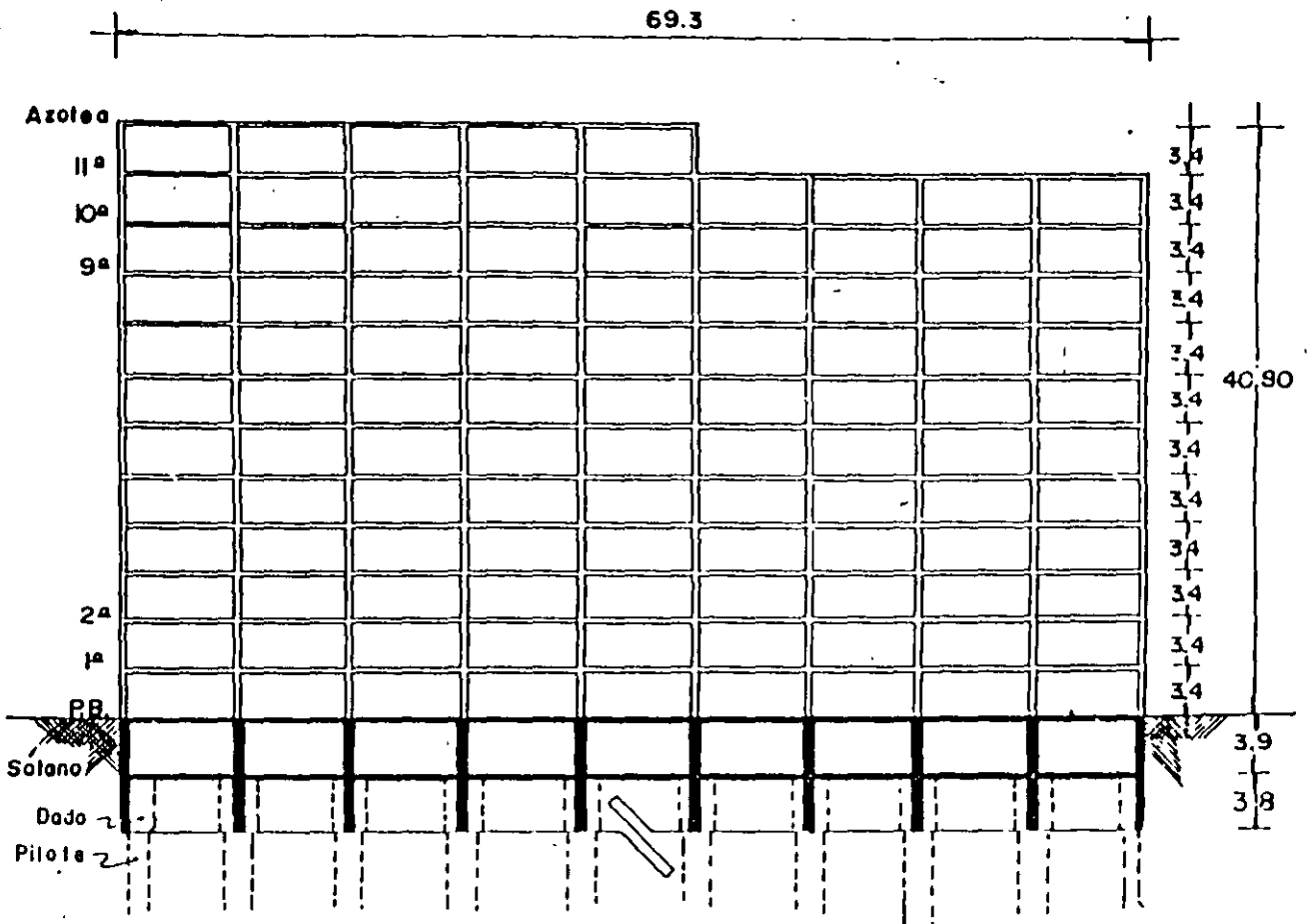
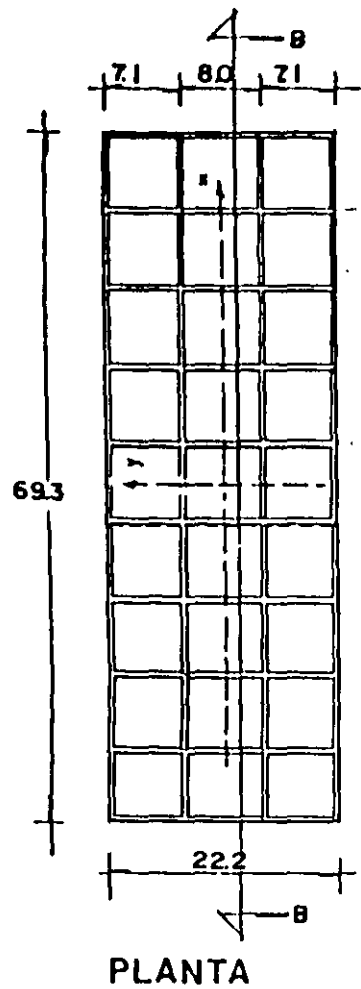


Fig. III.7.2 .b

Acolaciones en metros

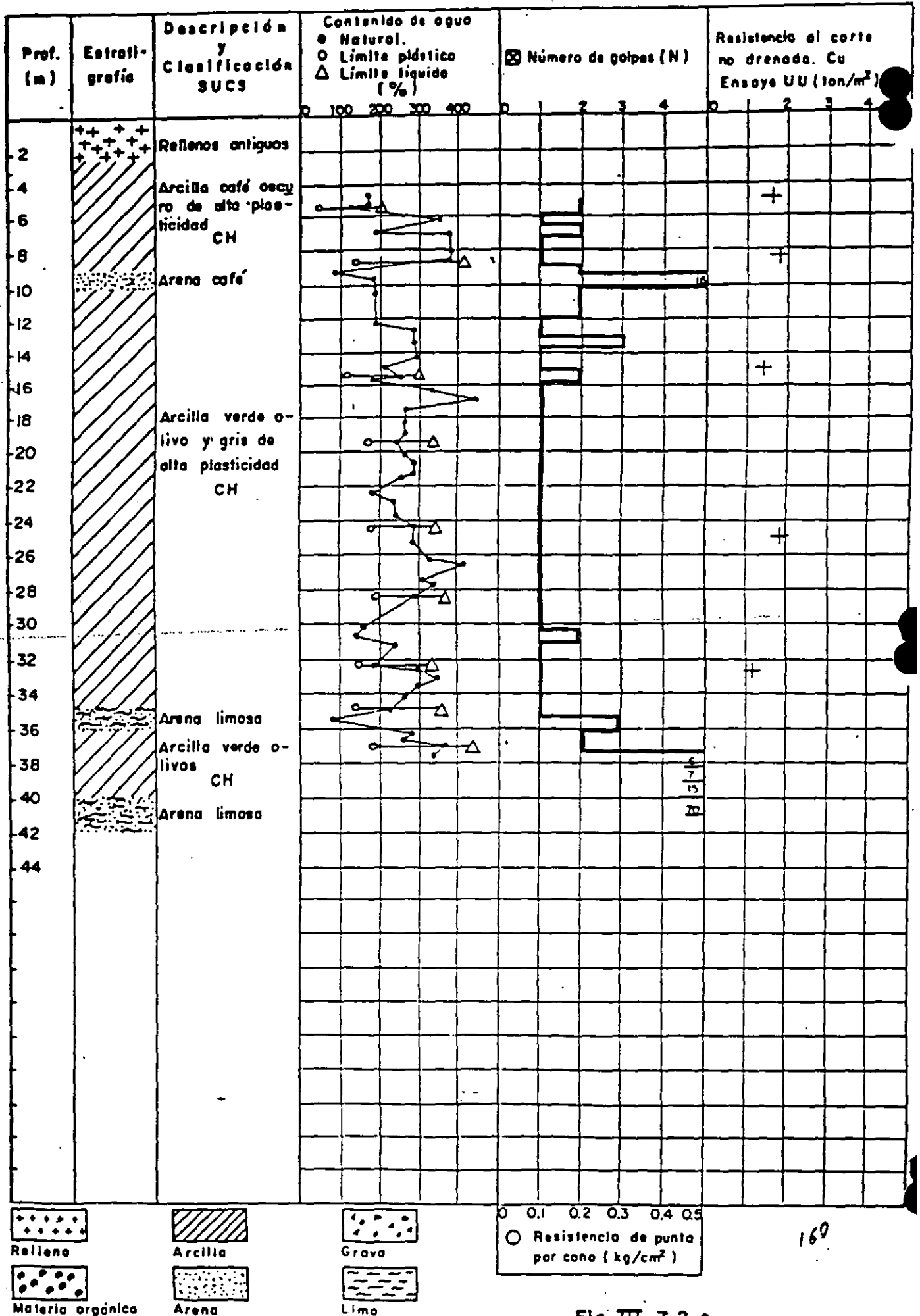


Fig. III. 7.2. c

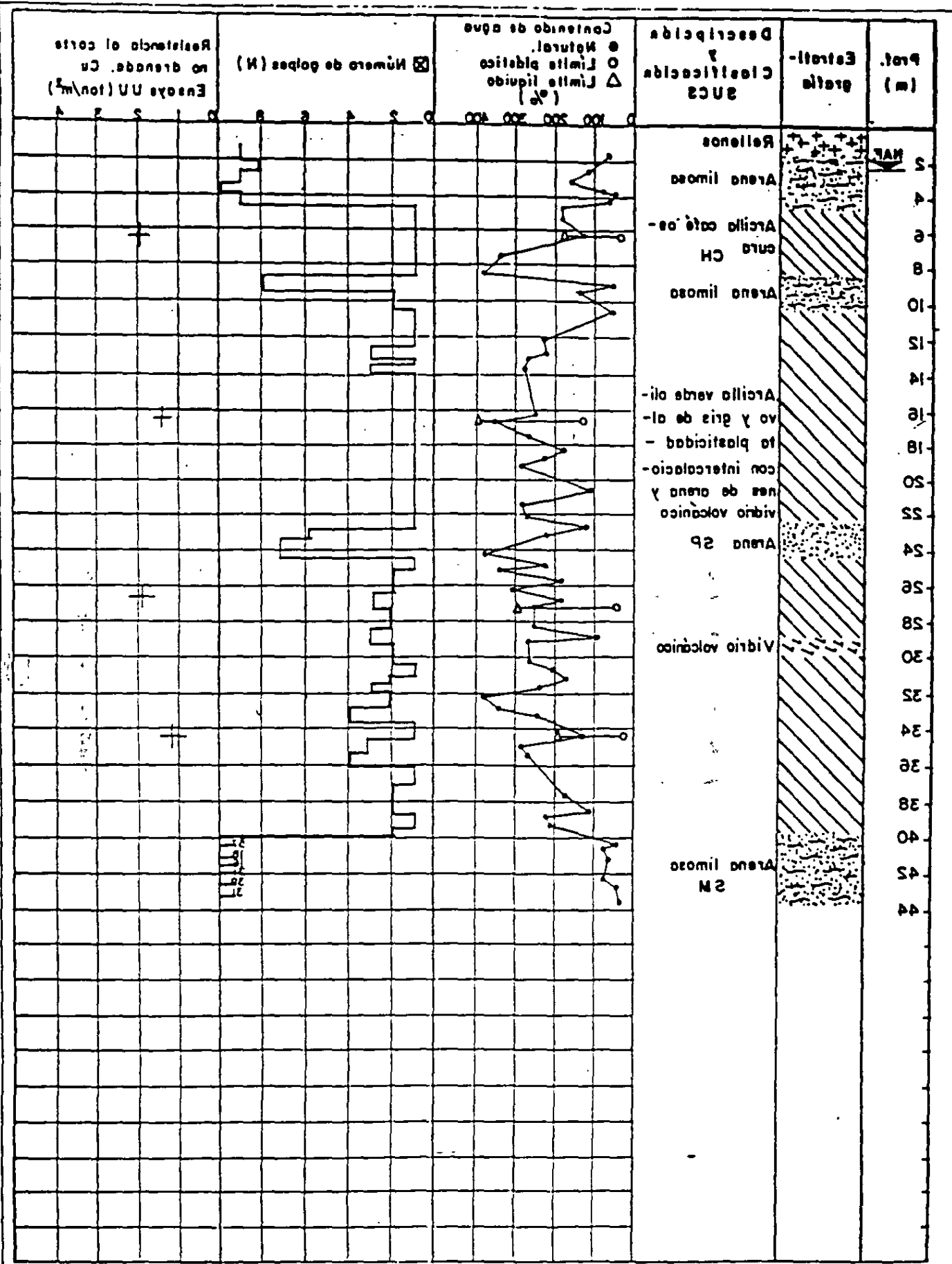


Fig. III.7.5.9

181

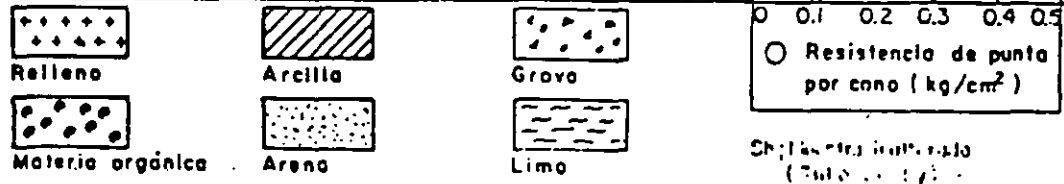
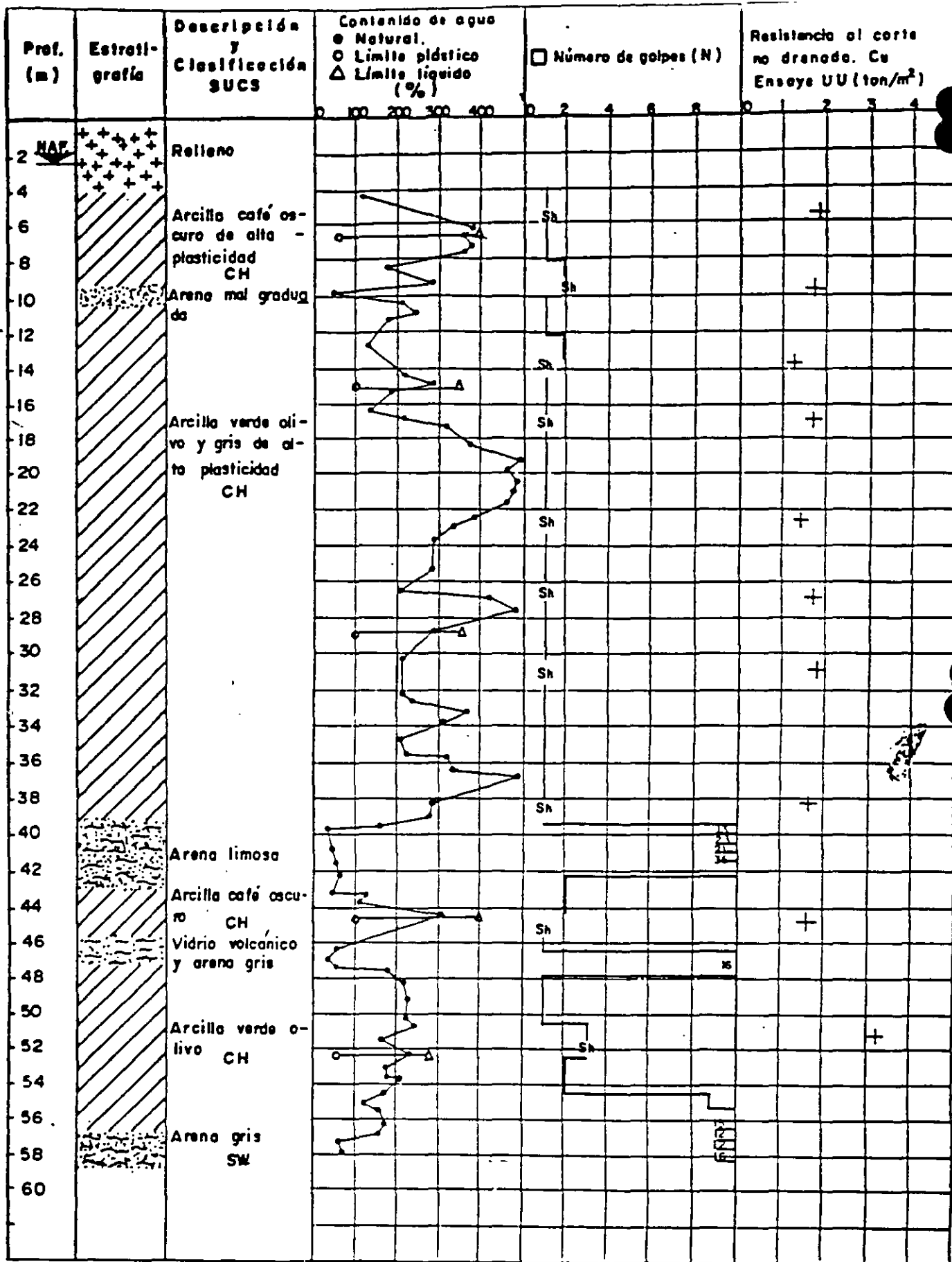
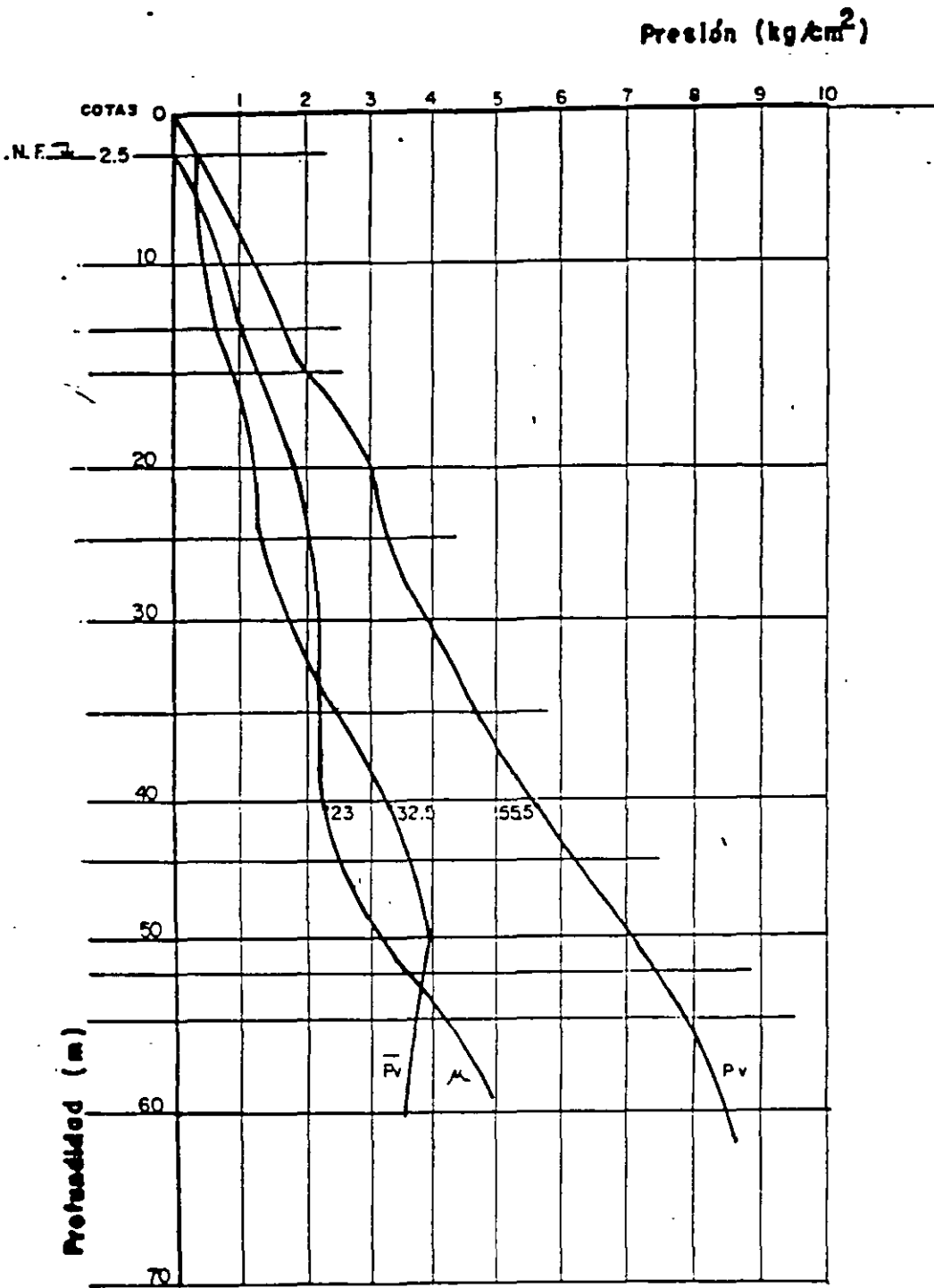


Fig. III.7.2.e

107



Variación de las presiones
con las profundidades

*P₁ = 10 + 2.5 * h*
*P₂ = 10 + 2.5 * h + 10 * h*
*P_v = 10 + 2.5 * h + 10 * h + 10 * h*

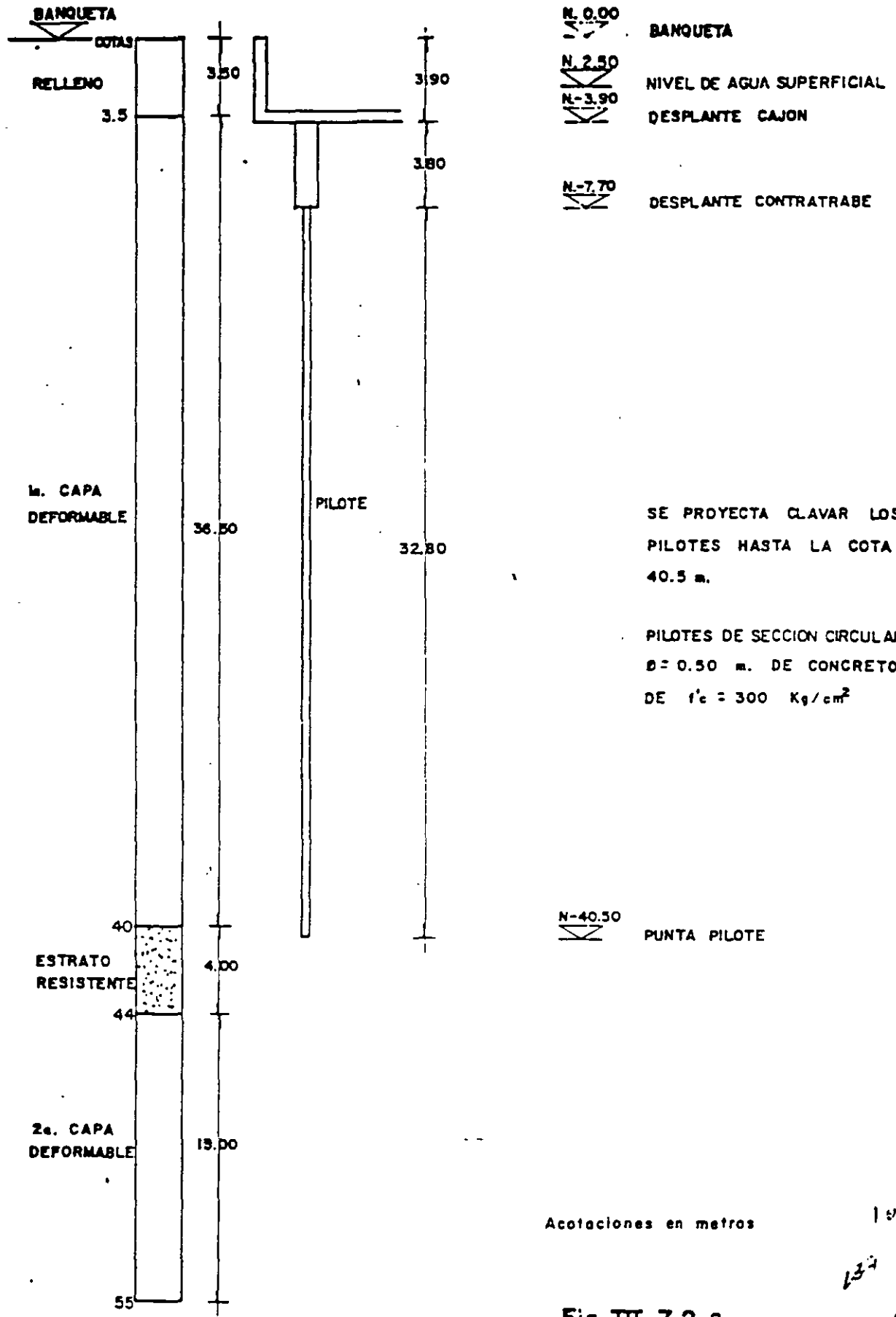
Fig.III.7.2.f

103

130

163

CORTE ESTRATIGRAFICO SIMPLIFICADO



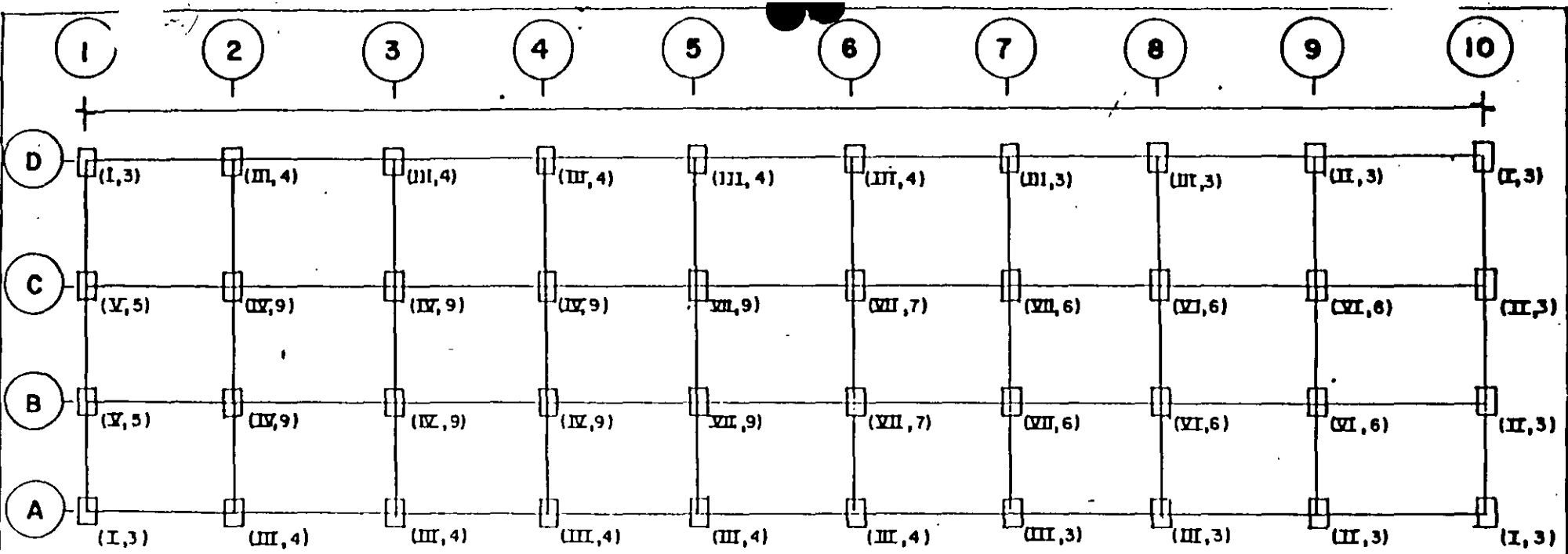
SE PROYECTA CLAVAR LOS
PILOTES HASTA LA COTA
40.5 m.

PILOTES DE SECCION CIRCULAR DE
Ø = 0.50 m. DE CONCRETO
DE $f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$

Acotaciones en metros

Fig. III.7.2.g.

134
164

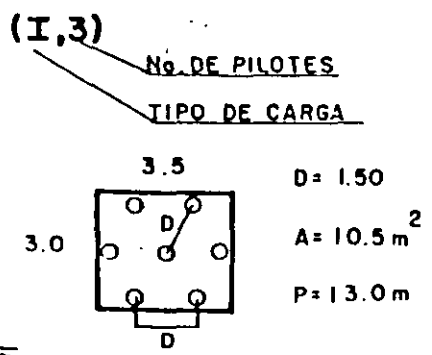


Agrupamientos

Tipo	## pilotos	Agrupamiento	## grupos	Total pilotos.
I	3		4	12
II	3		4	12
III	4		14	56
IV	9		6	54
V	5		2	10
VI	6		4	24
VII	7		6	42
				210

Colocación

	I	2	3	4	5	6	7	8	9	10
D	I	III	III	III	III	III	III	III	II	I
C	V	IV	IV	IV	VII	VII	VII	VI	VI	II
B	V	IV	IV	IV	VII	VII	VII	VI	VI	II
A	I	III	III	III	III	III	III	III	II	I



Grupo VII

Acolaciones en metros

Fig.III. 7.2 h.

HIPOTESIS DE AMPLIACION DE AREA DE APOYO.

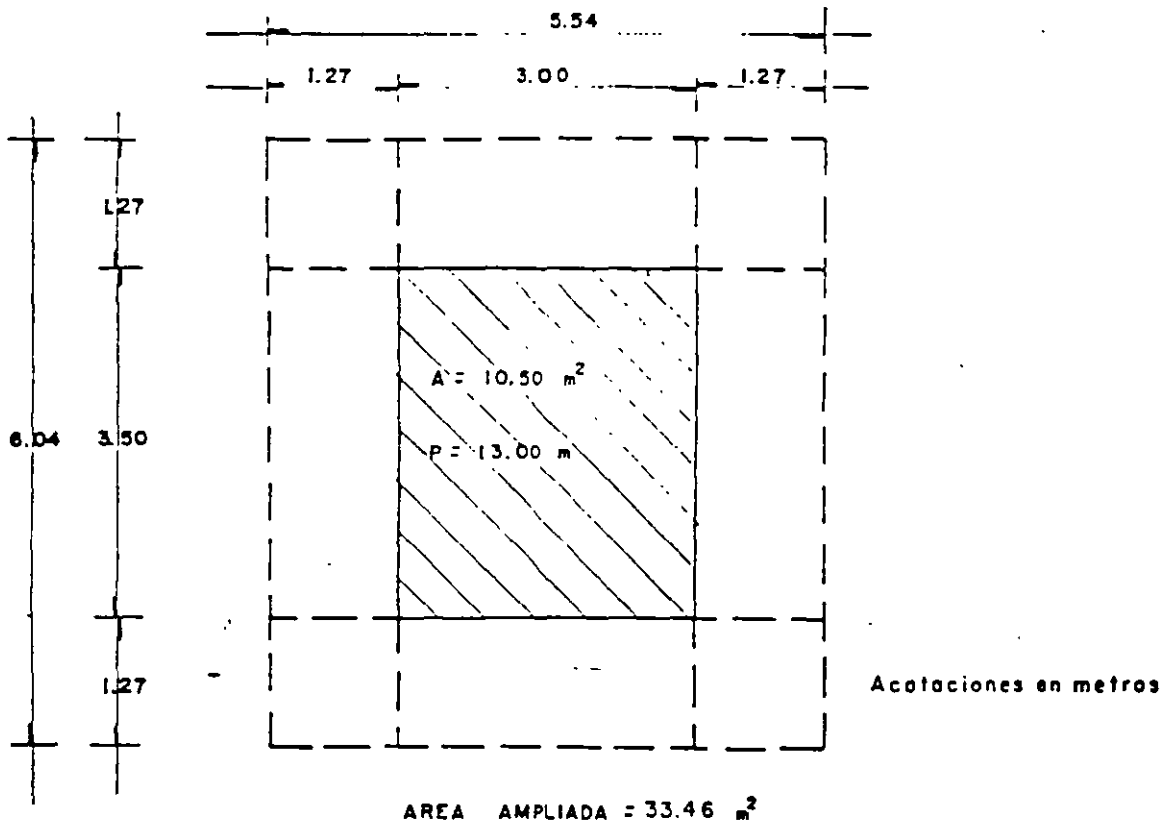
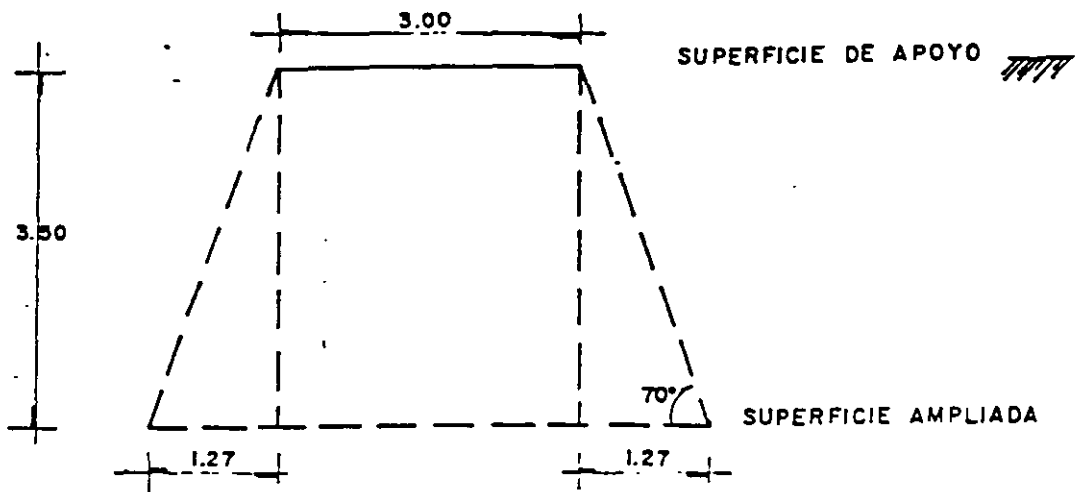


Fig. III. 7.2.i

101
166
166

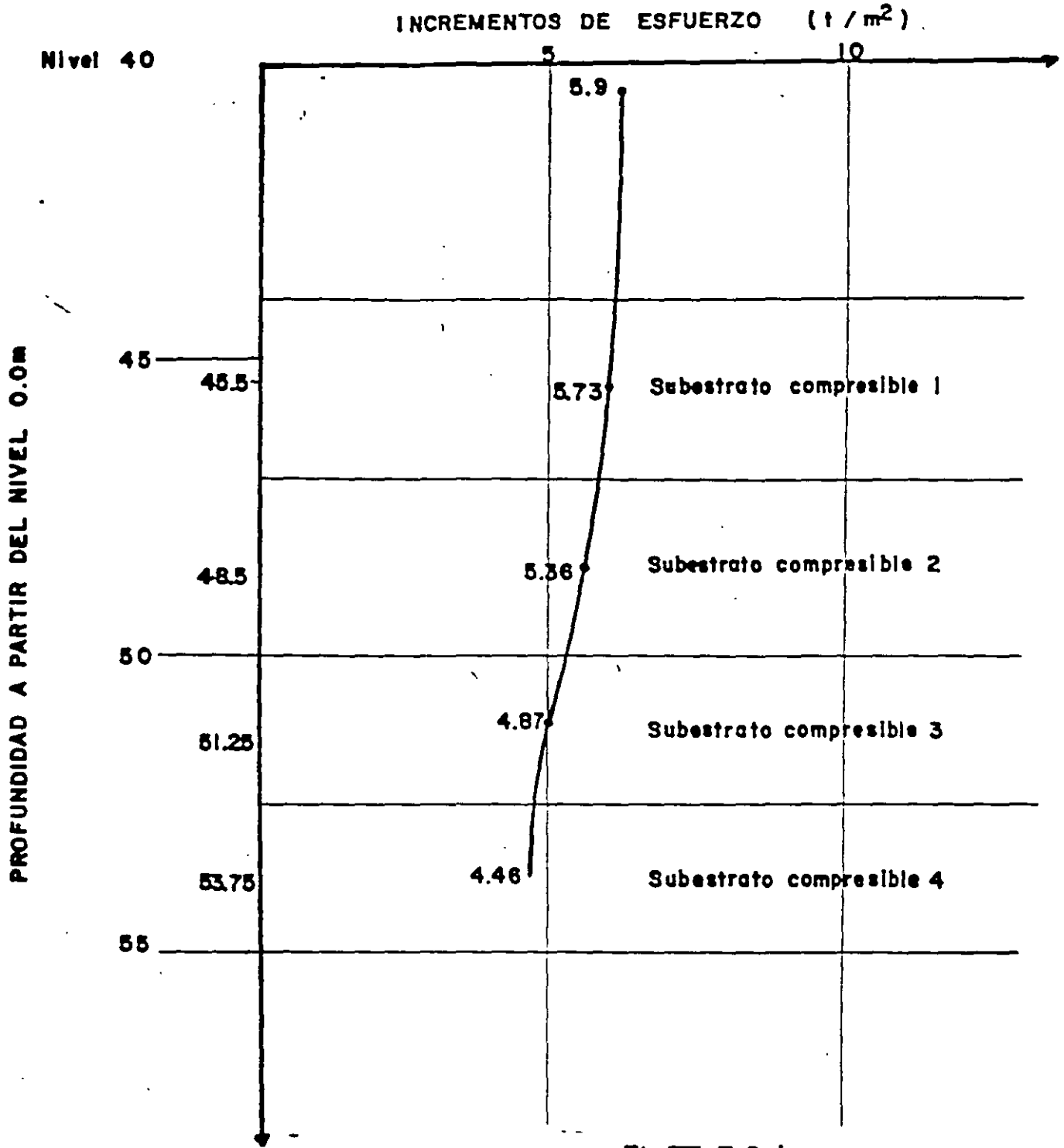


Fig III. 7.2. j

167
167
167

$z = 44.9 \text{ m}$

$W = 210 \%$

$e_0 = 5.9$

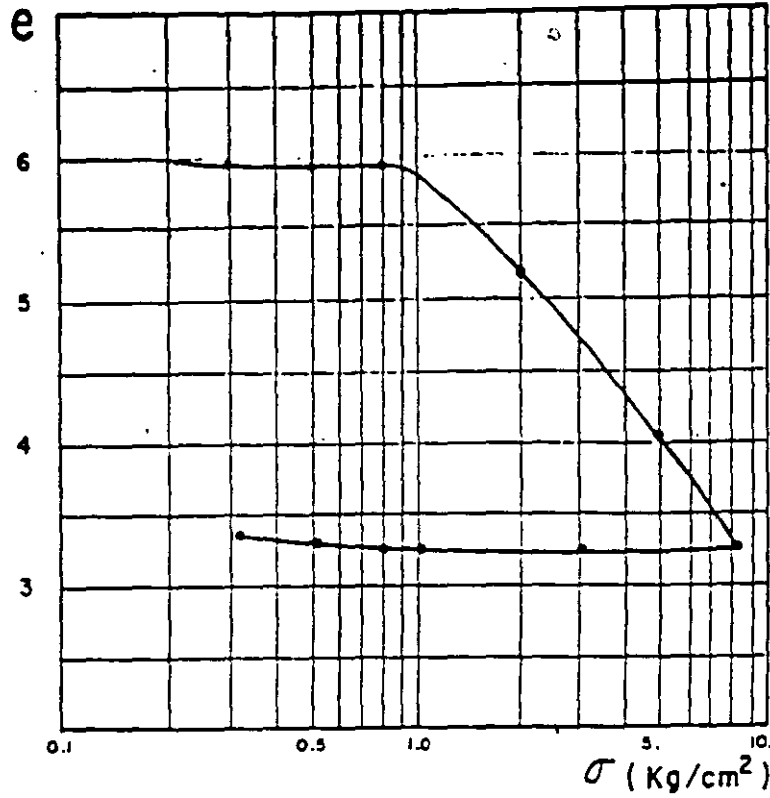


Figura. III.7.2.k

$z = 51 \text{ m}$

$W = 225 \%$

$e_0 = 5.2$

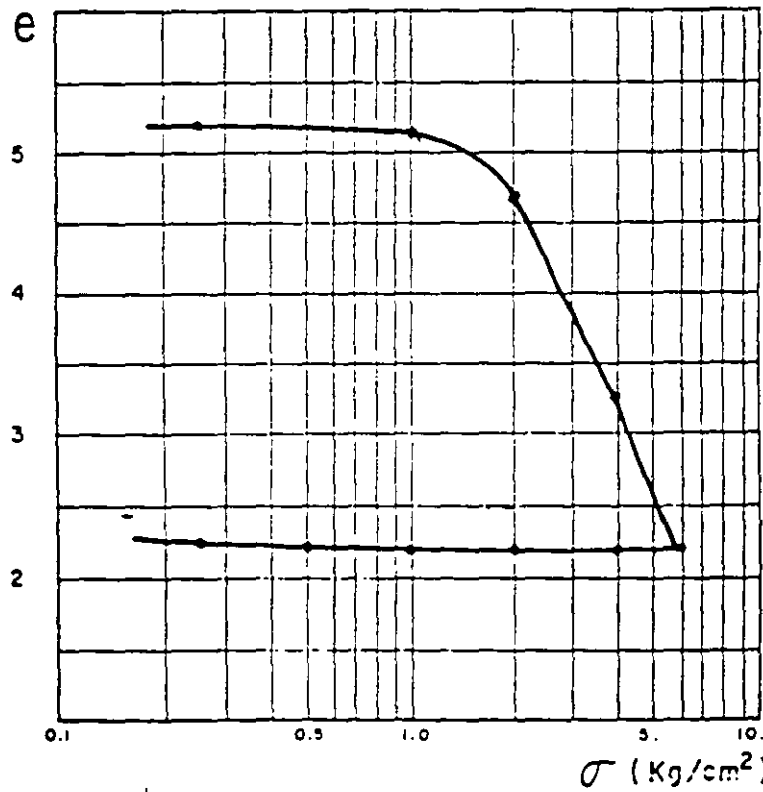
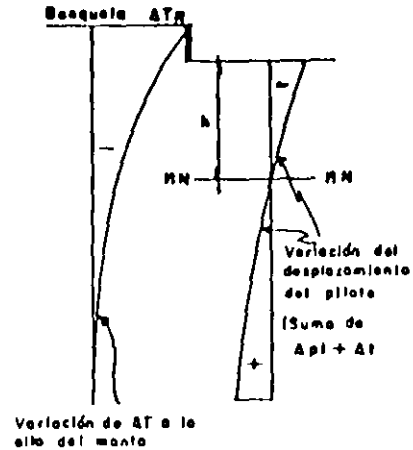
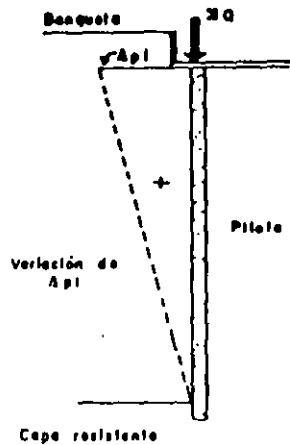


Figura. III.7.2.k'

126
165
168

Movimiento del suelo respecto al pilote



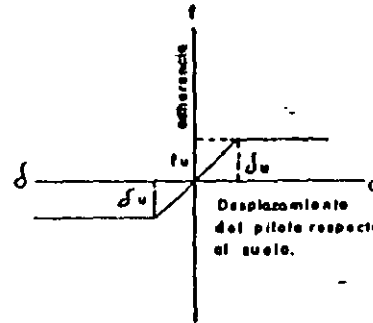
Colocación de la carga en t=to:

- Q_0 = Suma de los incrementos de carga.
- A_{pl} = Desplazamiento del pilote respecto al terreno circundante, debido a la deformación de él por la carga e introducción en la cape resistente.
- Δp = Es positivo porque sostiene la Q_0 .

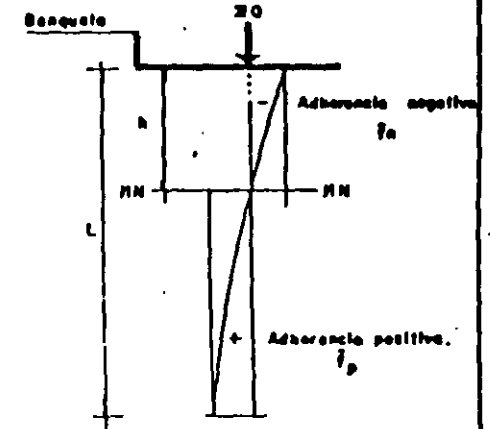
Situación después de t=t1:

- ΔT_R = Movimiento de la banqueta de la banqueta debido al asentamiento regional en el estrato del nivel de banqueta a la punta del pilote.
- ΔT = Movimiento en el terreno en cada nivel Z debido al hundimiento regional.
- ΔT = Es negativo porque su efecto se aumenta a Q_0 .
- δ = Desplazamiento entre el pilote y el terreno [Suma de A_{pl} y ΔT].
- MN = Nivel neutro donde la adherencia es nula porque $A_{pl} = \Delta T$.
- Como ΔT aumente negativamente con el tiempo el nivel neutro puede bajar hasta la profundidad de la punta del pilote.
- h = Longitud del pilote donde se ejerce la adherencia negativa que varía con el tiempo.

Relación entre el movimiento del pilote y la adherencia desarrollada



Fuerzas que se ejercen en el pilote.



f = Adherencia lateral pilote-suelo.

δ_u = Desplazamiento a partir del cual la adherencia es constante.

Es la Ciudad de México menos de 3mm.

(Ver referencia 4 de las N.T.D.C.C.)

f_u = Adherencia máxima suelo-pilote.

Q_0 = Carga que debe soportar el pilote.

$f_n = f_0 P_p h$ = Fuerza de adherencia negativa para el tiempo t, en toneladas.

f = Adherencia lateral pilote-suelo (t/m^2).

P_p = Perímetro del pilote en m^2 .

h = Longitud del pilote donde la adherencia es negativa, en m.

$T_p = f_p P_p (L - h)$ = Fuerza de adherencia positiva, en toneladas.

L = Longitud del pilote, menos la parte que se introduce en la cape resistente, en m.

FIG. III. 3a (1,2,3,4).

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

Las normas sobre la construcción de inmuebles en la ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los cuarenta, por varias razones:

- 1) el incremento de la población, principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad
- 2) la mecánica de suelos y su aplicación al diseño de cimentaciones
- 3) los sismos y los estudios sobre sus efectos en las construcciones.

Se tratará a continuación de proporcionar brevemente el contenido de las disposiciones reglamentarias emitidas por la autoridad del DF en relación con el diseño y construcción de cimentaciones, en 1942, 1957, 1966, 1976 y 1985. Estas fechas corresponden a reglamentos diferentes: dos de ellos, los de 1957 y 1985, fueron emergencias y promulgados después de los sismos que asolaron a la ciudad en los meses de julio y septiembre de dichos años, respectivamente.

El reglamento de 1942 establecía que la capacidad de carga admisible del terreno en el área antigua de la ciudad era de 5 ton/m^2 , y de 3 ton/m^2 en las zonas que no habían sido sometidas a cargas previa. Esta especificación era aceptable tanto para dimensionar zapatas como para losas de cimentación, sin restricciones en cuanto a la superficie total de contacto subestructura - suelo. Los edificios más pesados se podían apoyar sobre pilotes hincados hasta la capa dura, y era común en esa época usar pilotes de madera formados por postes de 20 cm y de 8 a 10 m de longitud, zunchados en los extremos y unidos mediante una barra corta de acero; la capacidad asignada era de 25 ton/pilote y se aplicaba la fórmula de *Engineering News* para la recepción de pilotes. La sollicitación debida a sismo se representa con la fuerza horizontal igual al producto del un coeficientes sísmico por el peso del edificio arriba del nivel considerado. Salvo para los edificios de tipo I y II, el coeficiente sísmico aplicable a hoteles, viviendas, despachos, plantas industriales, etc (tipo III) era de 0.025.

El sismo del 28 de julio de 1957 ocasionó el derrumbe de varios edificios y daños graves a buen número de construcciones de la ciudad, poniendo en evidencia lo inadecuado de las normas vigentes en este campo de la ingeniería. consecuentemente se elaboró el reglamento de emergencia promulgado el 18 de diciembre del mismo año, que impuso nuevos criterios para verificar la estabilidad dinámica de las edificaciones de altura menor de 45 m, y para reforzar y reparar las existentes dañadas por el sismo. Atendiendo a la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo, se dividió el área urbana en tres zonas: fondo del lago, transición y lomas, se clasificaron los edificios por su uso y características estructurales en grupos y clase; además se establecieron requerimientos específicos sobre el diseño de las cimentaciones, todo ello derivado de las nuevas normas de ingeniería sísmica.

Por otra parte, en la década 1946-1956 se venias realizando estudios de mecánica de suelos que :

- 1) ampliaban el conocimiento del subsuelo de la ciudad (estratigrafía y propiedades de los materiales arcillosos)
- 2) corroboraban las predicciones de la teorías debida a Nabor Carrillo sobre el hundimiento de la superficie y
- 3) verificaban mediante nivelaciones y observaciones soportadas por diferentes tipos de cimentación.

Estos estudios eran promovidos por la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica. SEP y se realizaban en los laboratorios de Ingenieros Civiles Asociados, S. A. de C.V., posteriormente, con el patrocinio del Instituto Nacional de investigación Científica se le sumaron los trabajos de nivelación y piezometría a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México; y por último, en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se revisaron, ordenaron y analizaron tales estudios y se publicaron con el titulo de "El subsuelo de la ciudad de México" además, el Dr. Leonardo Zeevaert, trabajando en forma independiente, contribuía con varias publicaciones relativas al tema, las que se citan al final del texto. Otra fuente importante de información es la serie de memorias sobre reuniones nacionales y simposios organizados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los estudios mencionados constituyeron en gran medida la base informativa para modificar en 1966 el capitulo relativo a cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normas se revisaron después, introduciendo modificaciones y correcciones, para integrar el reglamento publicado en el diario oficial de diciembre 14, 1976. Finalmente, a consecuencia de los perjuicios catastróficos producidos por el terremoto de septiembre de 1985, se elaboró un reglamento de emergencia con el principal objetivo de reparar las construcciones afectadas por el daño estructural grave y proyectar los nuevos inmuebles, en tanto se revisan las normas de 1976 .

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colcados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondcos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.

d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

— Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

— Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.

— Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.

— Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

— Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensayo de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compactación relativa.

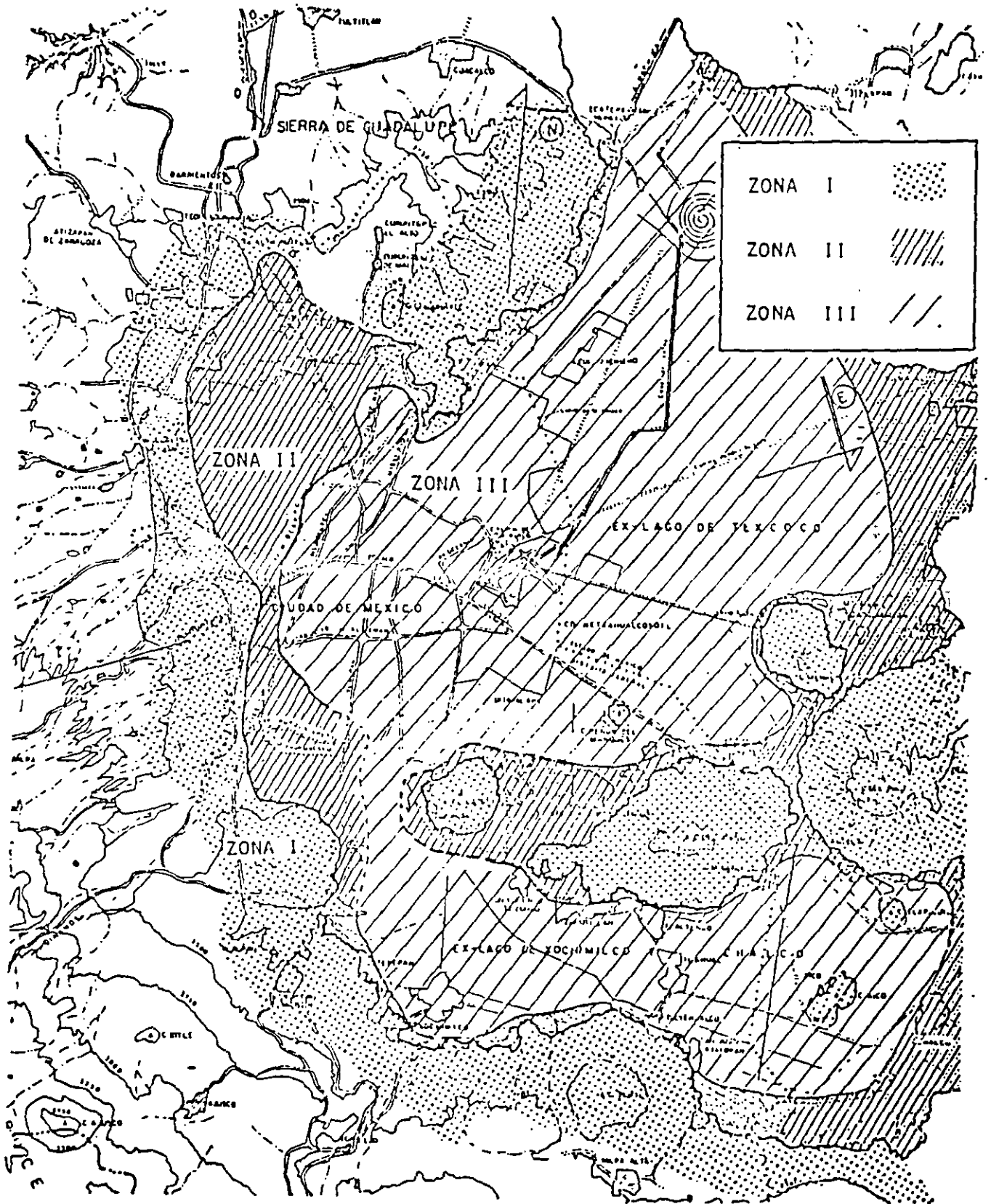
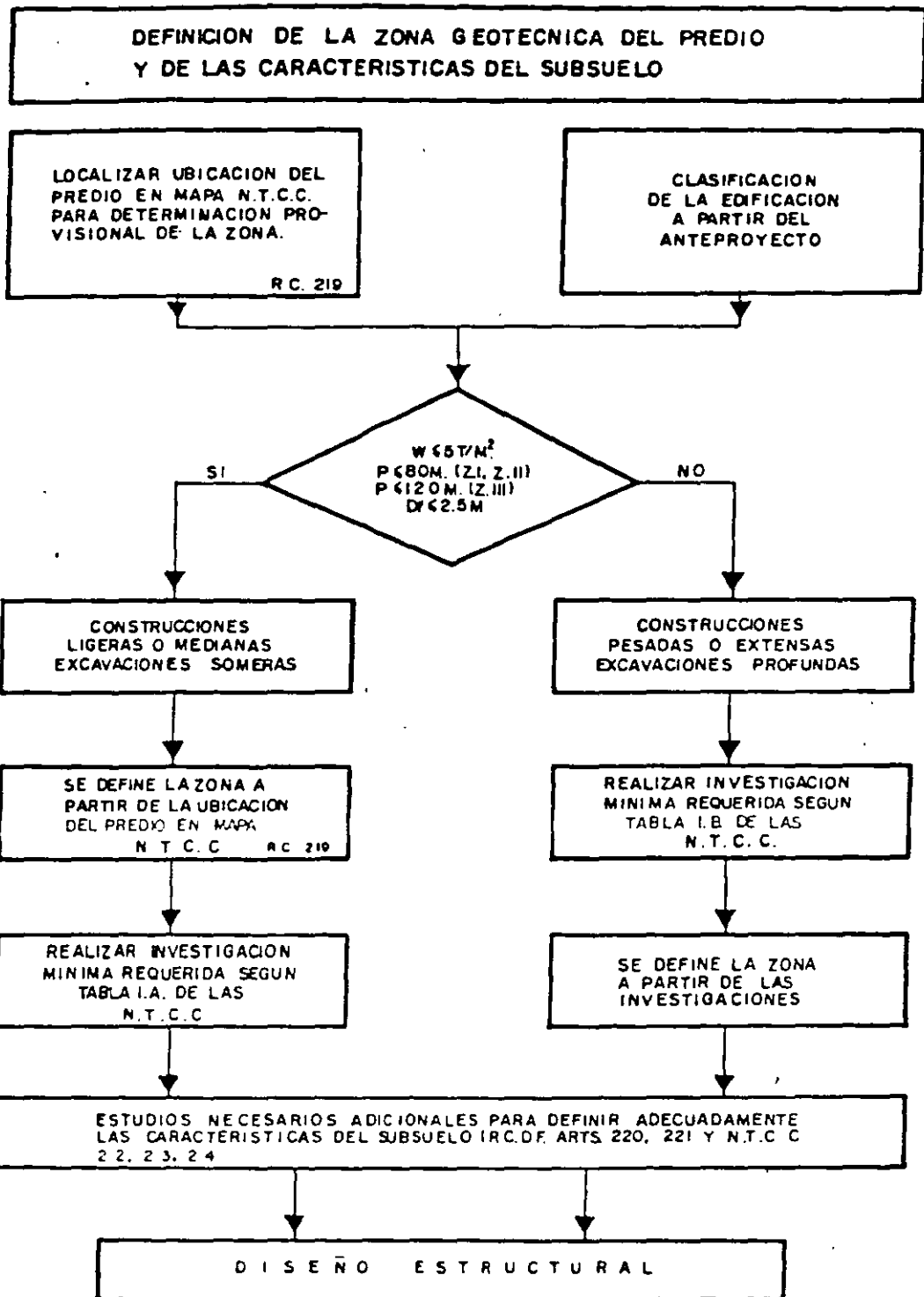


Fig. 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.



PROCEDIMIENTO PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO

2.4 Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B₁ (véase Art. 174, Cap. I, Título Sexto) esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

TABLA I

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SO- MERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor

recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II, o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_t > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debido a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

rreanas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

ARTICULO 219.- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que esta constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m;

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de Edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m. de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

ARTICULO 220.- La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, deberá ser tal que permita definir:

- I. En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO 217.- En este Capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y edificación de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y edificación y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento

ARTICULO 218.- Toda edificación se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subter-

II. En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ARTICULO 221.- Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y edificación de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigaran la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

ARTICULO 222.- En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomará en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

ARTICULO 223.- La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las Normas Técnicas Complementarias, debiendo revisarse además, la seguridad de los miembros estructurales de la cimentación, con los mismos criterios especificados para la estructura.

ARTICULO 224.- En el diseño de toda cimentación, se consideraran los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura

I. De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II. De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) Inclinación media, y
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las edificaciones vecinas ni a los servicios públicos.

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

Son poco precisas las circunstancias geológicas que precedieron al cierre del antiguo Valle de México hacia la cuenca del río Balsas evento ubicado en el tiempo a unos setecientos mil años, y la subsecuente formación de lagos, el acarreo de suelos vía erosión y la emisión de lava y cenizas por volcanes activos en esa época. Esta diversa secuencia de acontecimientos, sumada a variaciones notables del clima (glaciaciones, periodos húmedos y secos, etc.), explica la extrema complejidad estratigráfica que cabe esperar en diferentes puntos del Valle. Una idea global de lo que observa el geólogo en la superficie de esta región del país se muestra en la figura 5; y en la figura 6. la sucesión de materiales muestreada en el centro del lago de Texcoco hasta una profundidad de 2000 m aproximadamente.

DEPÓSITOS LACUSTRES Y ALUVIALES.

Desde el punto de vista de la geotécnica y en las zonas bajas del Valle, la estratigrafía de interés puede variar de una decena de metros hasta 100 m y es notablemente compleja por varias razones. Los depósitos son de origen distinto, unos aluviales y otros lacustres; por influencia del clima varias capas de arcilla fueron sometidas a la acción del secado; la vida orgánica en los lagos fue muy activa en diferentes periodos, a los que corresponde sedimentos fosilíferos significativos; la concentración salina en los lagos era variable y por tanto afecto a la sedimentación de las cenizas volcánicas y su posterior alteración mineralógica, la distribución de lluvias dentro del Valle debió ser muy diferente, con tendencia a la aridez hacia el centro y norte de esta región. Las figuras 7 y 8 presentan los perfiles estratigráficos y la variación del contenido de agua en dos sondeos: el primero (BNP-1) realizado en la porción central del lago de Texcoco y el segundo en la colonia Balbuena (Pc-143), poco afectada por construcciones y rellenos superficiales cuando se hizo la exploración; además en la figura 7 se muestra la variación de los iones principales en el agua intersticial de los suelos arcillosos. A juzgar por las variaciones de contenido del agua, los dos sondeos mencionados revelan una condición semejante, excepto los estratos próximos a la superficie del terreno y el espesor de las capas arcillosas a profundidad comprendida entre los 65 y 80 m; sin embargo, un análisis más cuidadoso de capa a capa acusa diferencias significativas que se explican teniendo en cuenta el contenido salino del agua intersticial de las arcillas. Se complementa lo anterior con los datos sobre salinidad del agua bombeada del subsuelo por Sosa Texcoco, S.A., que aparecen en la figura 9.

A unos 15 km al oeste del sondeo BNP-1 (véase fig. 9), el sondeo Pc-190 de la fig. 10 revela una estratigrafía muy diferente, con presencia de arcillas lacustres entre 5 y 15 m de profundidad y el resto de la columna formada por arenas generalmente mezcladas con finos limosos o arcillosos; notes el cambio marcado en el contenido de agua (un orden de magnitud) entre las arcillas blandas si se compara el sondeo Pc-143 con el Pc-62, este último localizado al sudoeste de la Ciudad (fig. 9); según los datos de la fig. 11, salvo delgadas capas de arcilla lacustre, el subsuelo está constituido en este sitio por una compleja secuencia de estratos areno-limosos o arcillosos poco compresibles.

Los ejemplos presentados en las figuras 7,8,10 y 11 ilustran la notable variación estratigráfica del subsuelo de la Ciudad, y la fig. 9, uno de los factores (la salinidad del agua) que puede influir en las características mecánicas de los depósitos de arcilla blanda. Es limitada la información hacia el sur de la Ciudad, en terrenos agrícolas que fueron urbanizados en las dos últimas décadas, ocupando el fondo de los lagos Xochimilco y Chalco. A corto plazo se espera contar con datos de exploraciones y estudio geotécnicos en esa región del Valle⁶, donde se anticipan cambios apreciables en la conformación estratigráfica y en las propiedades de las arcillas blandas que, no obstante reconocer el mismo origen (cenizas volcánicas), su fase sólida se depositó en un medio menos salino que el del lago de Texcoco.

Lo expuesto refleja la condición natural de los depósitos compresibles del Valle, sin mencionar los cambios debidos al hombre que serán tratados en capítulos posteriores. Es relevante concluir que los trabajos exploratorios para determinar la estratigrafía y las propiedades índice de los componentes del subsuelo, son esenciales y punto de partida de todo estudio geotécnico; la extrapolación de datos puede ser la causa de errores significativos.

SONDEO EN LAS ZONAS BAJAS DEL VALLE.

El método más confiable y completo consiste en extraer muestras inalteradas del terreno en forma continua, usando tubos delgados (Shelby) para las arcillas blandas y el muestreador Denison para los suelos duros o granulares compactos. Por su alto costo, este método solo se justifica en proyectos importantes o investigaciones particulares del subsuelo.

En la práctica, es usual recurrir al sondeo de penetración estándar (SPT), mediante el cual se recuperan muestras alteradas y se estima la resistencia a la penetración de la herramienta, contando el número de golpes según especificación normalizada. El proceso de hincado del muestreador debe estar a cargo de personal entrenado para realizar la identificación de campo de los especímenes obtenidos, verificar cuidadosamente la verticalidad del equipo y las profundidades de prueba, proveer lo necesario para que no se altere el nivel freático, vigilar que se rime y limpie el pozo hasta la elevación a que penetra la herramienta, después de cada extracción; además, conservar en frascos herméticos las muestras para su examen y determinación de propiedades índice, de las que el contenido de agua es la más característica en el caso de los materiales arcillosos del Valle, y finalmente, proceder a la verificación visual y manual de los especímenes en estado seco. Para la identificación es recomendable aplicar los procedimientos propuestos por A. Casagrande que conforman el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Las correlaciones entre el número de golpes SPT y la compacidad relativa de arenas o resistencia al corte de arcillas, así como las apreciaciones cualitativas de ciertas propiedades mecánicas a partir de la clasificación SUCS, pueden constituir una guía valiosa para orientar el estudio detallado del subsuelo en cuanto a selección de muestreadores, número y localización de especímenes, tipos de ensaye, etc., que deben implantarse para el diseño de cimentaciones.

⁶ Investigación geológica, geofísica y geotécnica que realizan PEMEX, CFE y el Instituto de Ingeniería, UNAM, a raíz del terremoto del 19 de septiembre de 1985.

La variedad del sondeo SPT es el denominado mixto, en el que se intercala a profundidades especificadas el muestreo de especímenes inalterados con tubo de pared delgada; para determinar tales profundidades se requiere conocer la estratigrafía del sitio, lo cual puede lograrse con un sondeo SPT previamente ejecutado.

Otro tipo de exploración que se ha venido aplicando con frecuencia por su sencillez y bajo costo, es el cono mecánico o eléctrico. Las ventajas del método comparadas con las pruebas SPT son

- a) la precisión con que pueden determinarse las fronteras de los diferentes estratos del subsuelo, y
- b) una medición más correcta de la resistencia a la penetración

en cambio, no se muestra el suelo. Por esta razón la prueba de cono debe considerarse complementaria de los otros procedimientos descritos antes (muestreo continuo y SPT), a menos que se tengan datos confiables del subsuelo en la vecindad del sitio objeto del estudio.

Los métodos indirectos como el geoelectrico o bien el geosismico de refracción, si bien aplicables en estudio de gran visión y que cubren áreas extensas, no proporcionan la información necesaria para el diseño de cimentaciones.

EXPLORACIÓN EN TERRENOS ALTOS DEL VALLE (LOMAS).

Hacia el oeste y sur de la Ciudad de México, se pasa de las cuencas que alojan en el pasado a lagos conteniendo depósitos blandos de arcillas y aluviones intercalados, a lomerios formados por una gran diversidad de materiales térreos, la mayoría de origen volcánico (tabas, conglomerados, ignimbritas, lavas) Por efecto del intemperismo y la erosión, del Valle se caracteriza por tener una topografía accidentada, drenaje bien definido hacia la zona lacustre, y junto a terrenos duros la presencia de depósitos recientes, aluviales y eólicos, compresibles o colapsables, de resistencia al corte entre media y baja, y espesos muy variables. La exploración de sitios en esta zona del Distrito Federal puede ser difícil y costosa; los métodos descritos en el inciso anterior generalmente no son aplicables y es usual excavar pozos a cielo abierto para conocer la estratigrafía y extraer muestras cubicas hasta profundidades de 10 a 15m, en caso de excepción, se realizan sondeos con equipo rotatorio recuperando núcleos de, por lo menos, 6 cm de diámetro a fin de clasificar la roca y realizar ensayos para determinar su resistencia a compresión simple o triaxial y los respectivos módulos de deformación.

Como se indico en el capítulo de reconocimiento del sitio, existen lugares de esta Zona de Lomas que han sido minados con objeto de producir arena adecuada para la construcción (ref. 29) Las minas abandonadas han sufrido derrumbes y no son fácilmente identificables desde la superficie. Se ha aplicado el levantamiento topográfico para conocer su trazo, con poco éxito; los métodos geofísicos son imprecisos para localizar cavernas o socavones, pero dan ciertas pautas para realizar sondeos sin recuperación de núcleos, que es el método más idóneo en estos casos. Cabe mencionar que por inadvertencia han ocurrido varios colapsos en construcciones a esta zona del Distrito Federal.

: Una condición similar a la anterior se presenta en los terrenos cubiertos por basalto del Xitle en la zona del Pedregal de San Ángel, debido a que el atrapamiento de gases en la lava durante la erupción volcánica ha dejado cámaras con poco techo, susceptibles de colapso al aplicar cargas concentradas en la superficie. Por ello, es recomendable verificar bajo las columnas de construcción la existencia de tales cámaras mediante sondeos sin recuperación de núcleos, y en su caso, rellenarlas de concreto o mortero, inyectando después lechadas de agua y cemento para sellar el contacto relleno-roca

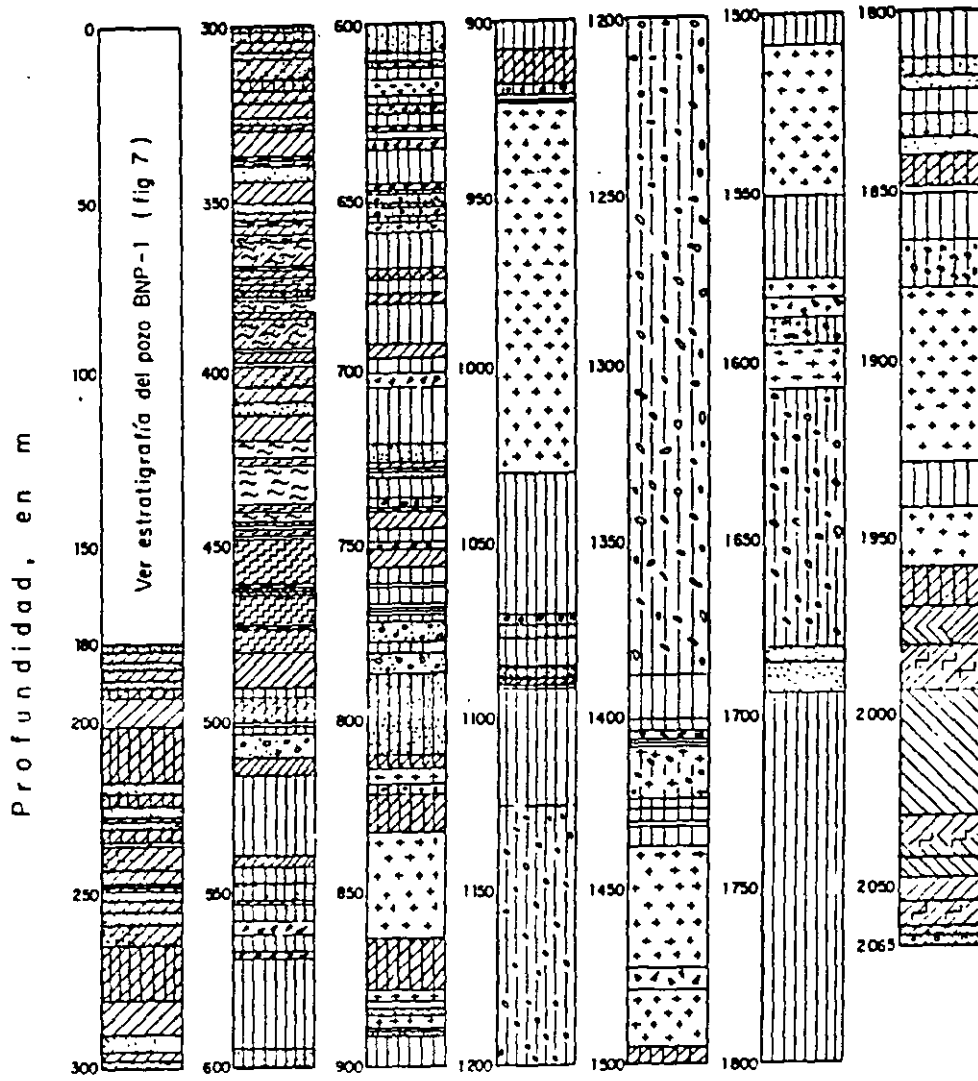
COMENTARIO.

Las condiciones del subsuelo en el área metropolitana de la Ciudad de México son de tal variedad que no es posible sintetizarlas mediante un modelo simple y representativo a la vez. Por ello, la exploración de estratigrafía y la determinación de propiedades mecánicas es una labor que no admite sustitutos para el diseño de cimentaciones.

ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL.

Con la información estratigráfica y de propiedades índice propuso hace unos treinta años la zonificación que se muestra en la fig. 13, en que los terrenos urbanizados en esa época se asignaron a tres zonas: Lomas, transición y Lago. Estos términos se cambiaron por los de zonas I, II y III en el reglamento de construcciones y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia sitios prácticamente inexplorados desde el punto de vista geotécnico

Según aclaran las disposiciones reglamentarias, el plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones. Los sondeos que el reglamento demanda como mínimo para explorar el subsuelo son la base para que el geotecnista identifique la zona a la que pertenece el predio en cuestión, aplicando los criterios que al respecto establece la misma regulatoria.



SÍMBOLOS LITOLÓGICOS

Conglomerado	Breccia	Arena	Arcilla arenosa	Arcilla
Arenisca	Caliza lacustre	Marga	Anhidrita	Caliza lacustre arcillosa
Roca ígnea	Aglomerado	Toba arenosa	Toba	Toba arcillosa

Fig 6 Corte litológico del sondeo PP-1 (Ver fig 9)

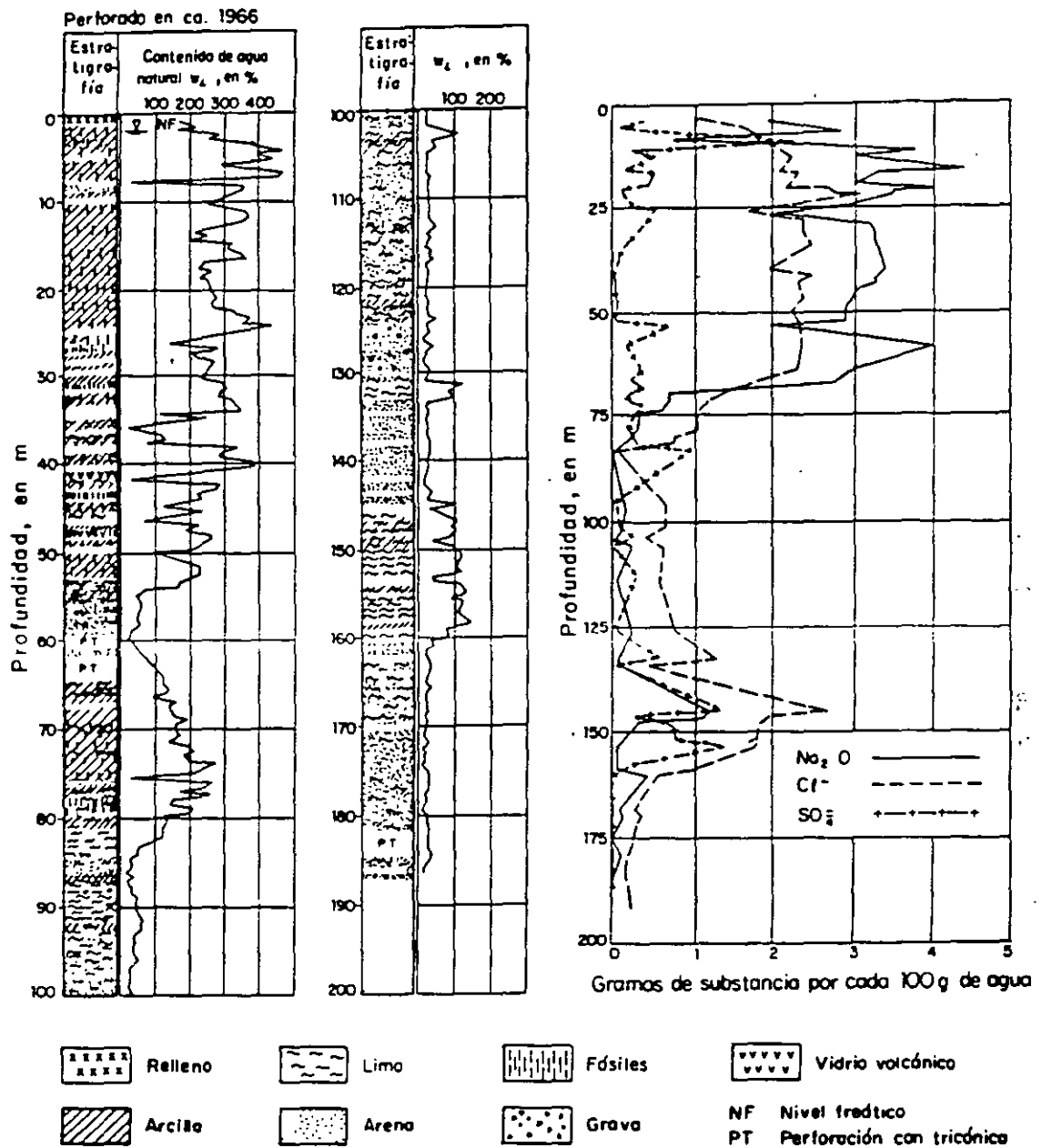


Fig 7 Estratigrafía, contenido de agua y alcalinidad total, iones cloruro y sulfato. Sondeo BNP-1-, Lago Texcoco (Ver fig 9)

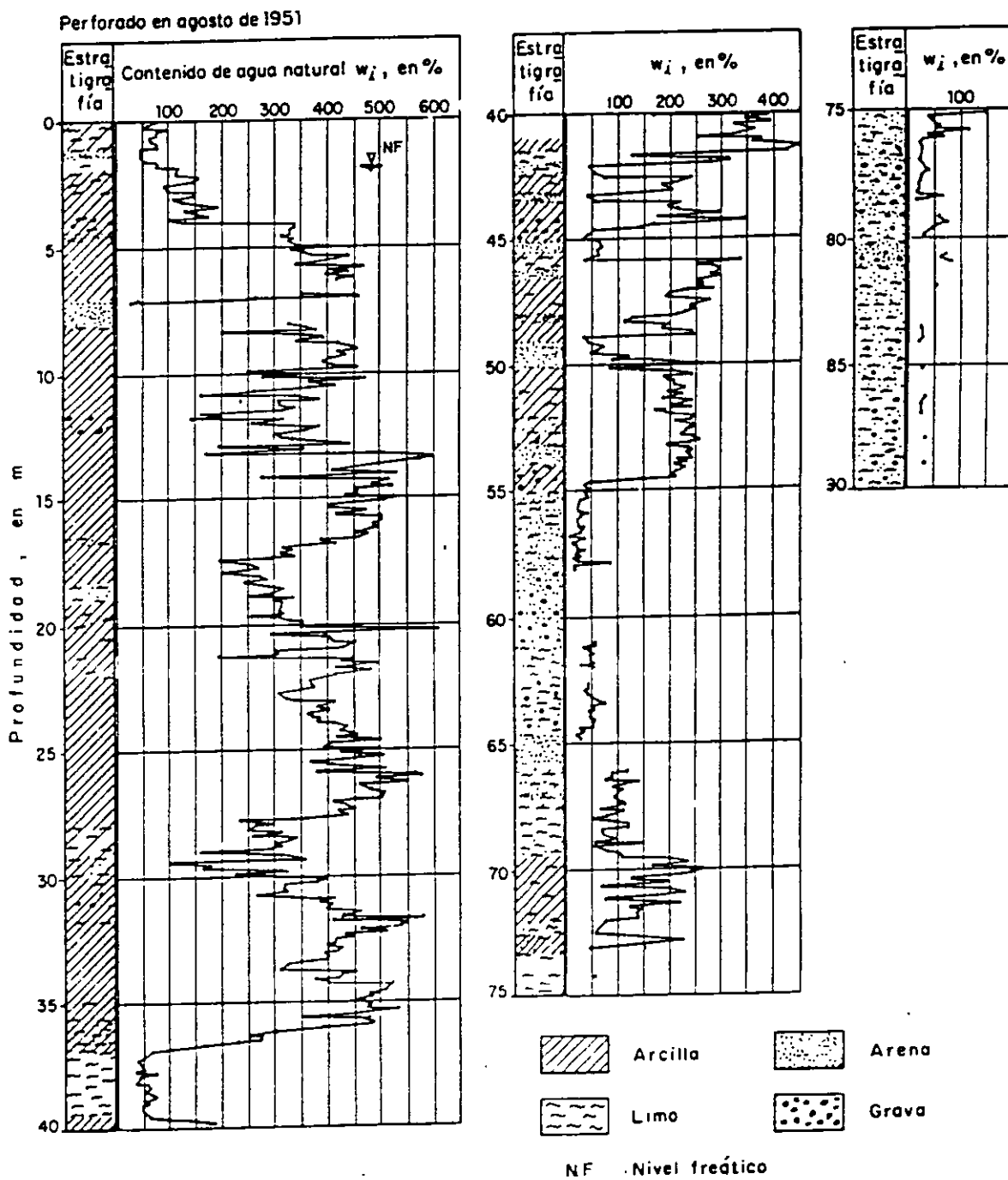


Fig 8 Sondeo continuo Pc-143 en la Zona del Lago
(Ver fig 13)

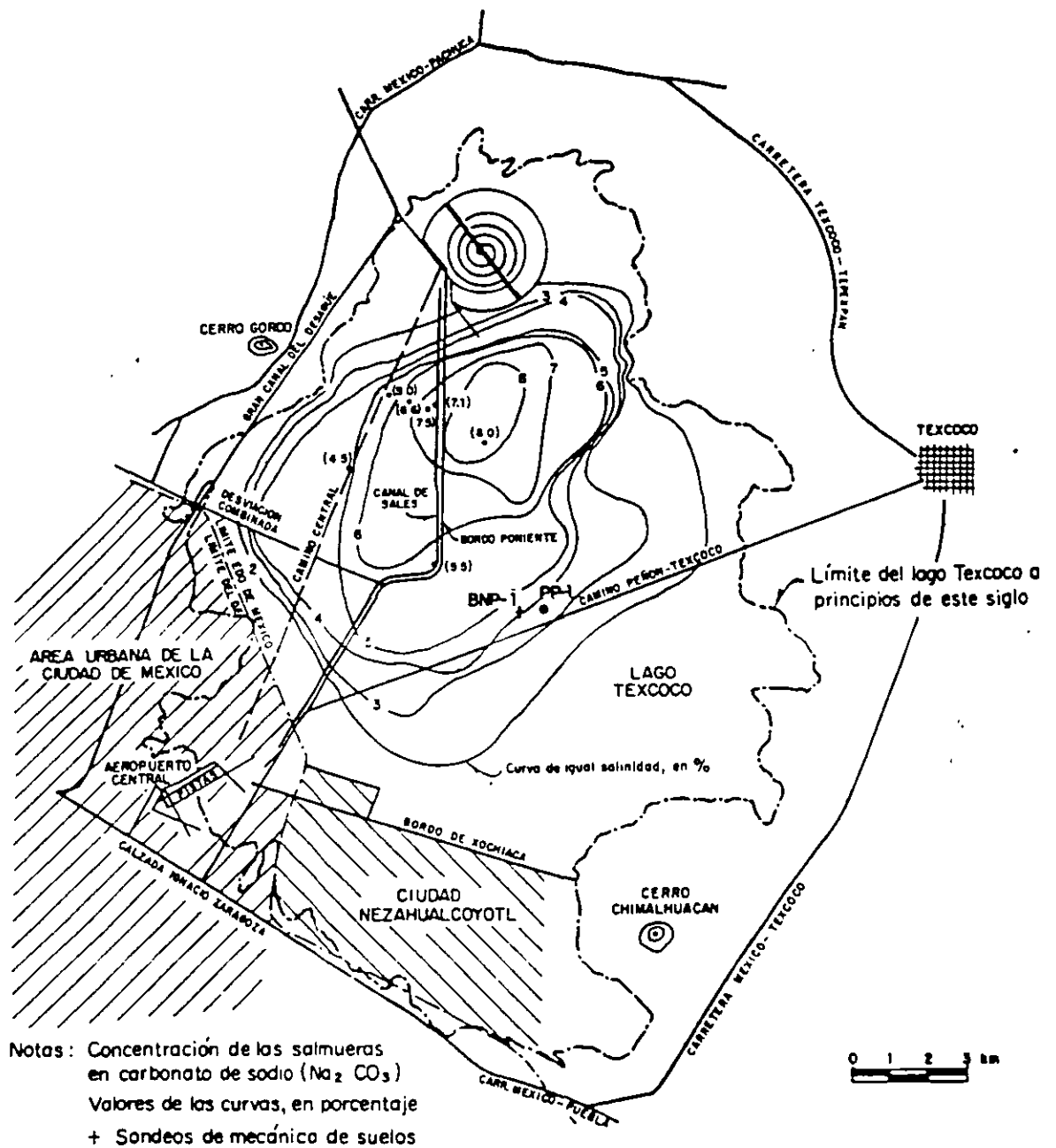


Fig 9 Curvas de igual salinidad en el lago Texcoco según determinaciones realizadas por Sosa Texcoco, S. A.

Perforado en agosto de 1952

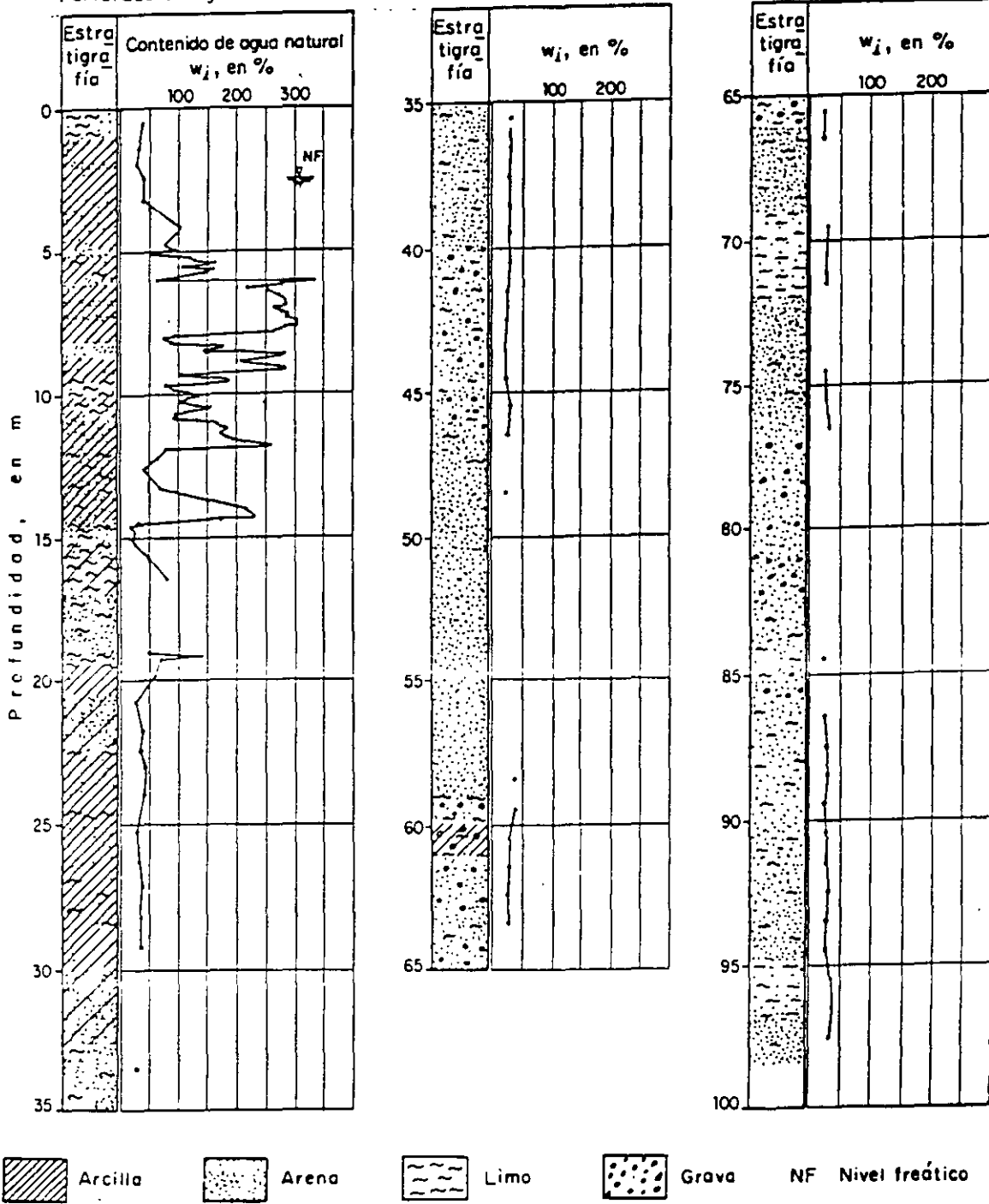
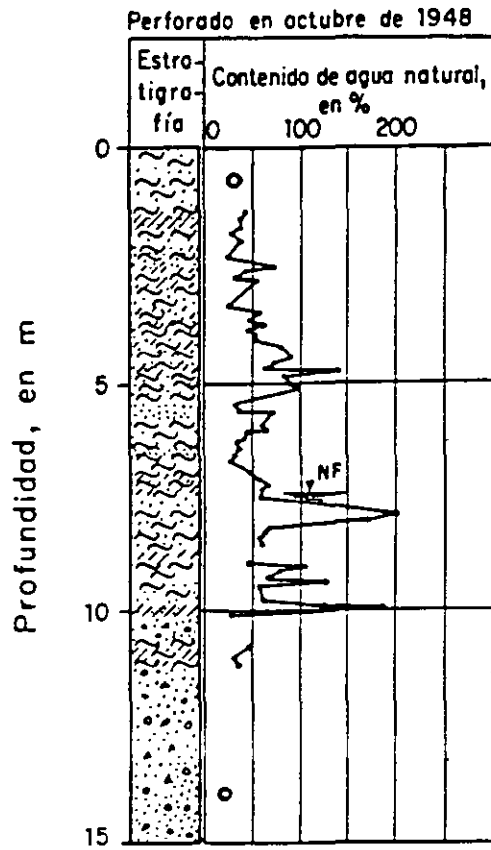
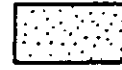


Fig 10 Sondeo continuo Pc-190 en la Zona de Transición
(Ver fig 13)



Arcilla



Arena



Limo



Grava

NF

Nivel freático

Fig 11 Sondeo continuo Pc-62 en la Zona de Transición
(Ver fig 13) -

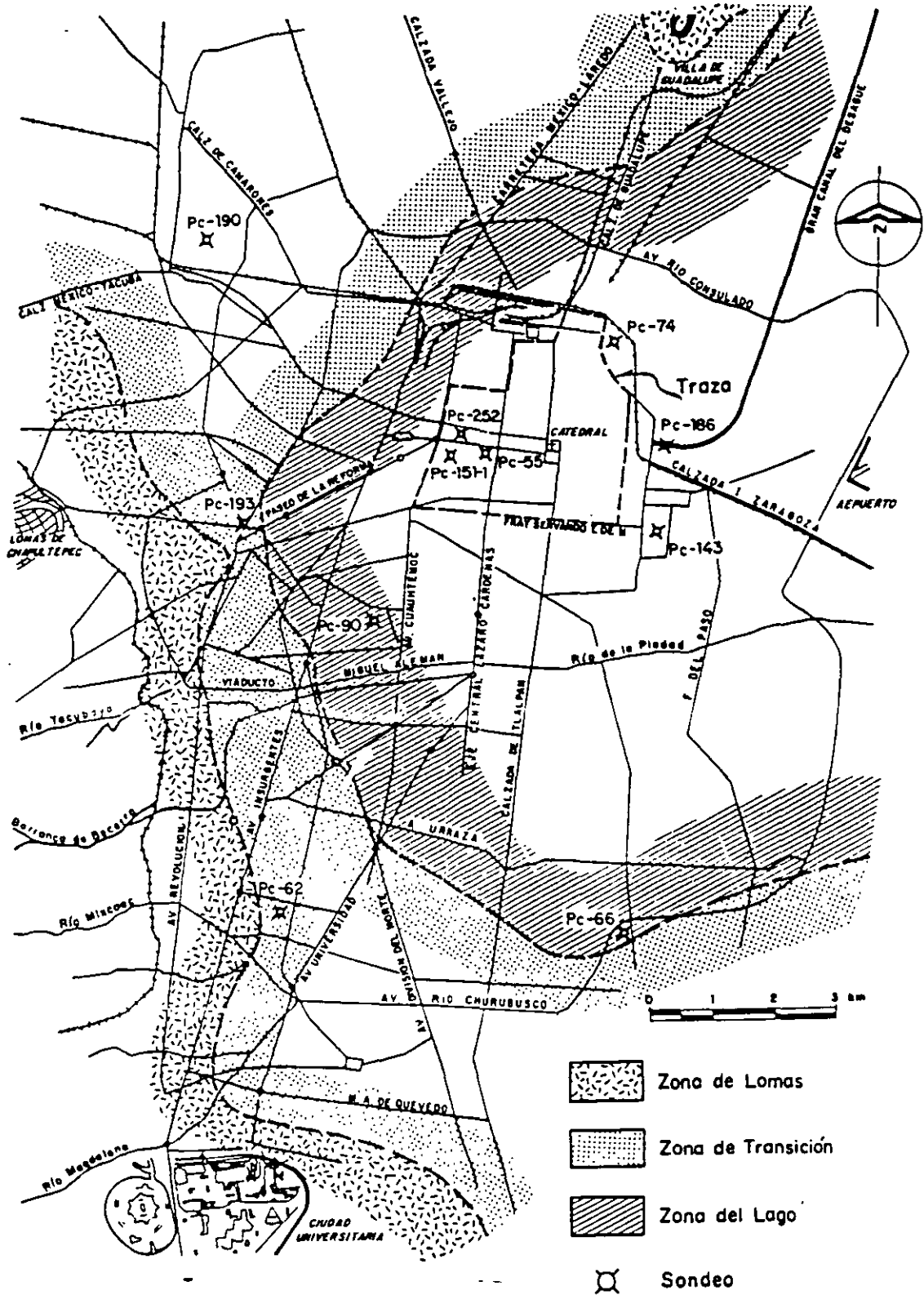


Fig 13 Zonificación estratigráfica de la Ciudad de México

ORIGEN Y FORMACION DE LOS SUELOS

SE PUEDE DECIR QUE LOS SUELOS SON EL PRODUCTO DEL ATAQUE FISICO Y/O QUIMICO DEL MEDIO AMBIENTE CONTRA LAS ROCAS.

MEDIOS DE ATAQUE:

- 1) VIENTO (ARRASTRE Y ABRASION)
- 2) GRAVEDAD (IMPACTO)
- 3) CORRIENTES DE AGUA (ARRASTRE Y ABRASION)
- 4) CONGELACION DEL AGUA ENTRE GRIETAS (PRESION)
- 5) MOVIMIENTOS TECTONICOS O DE MASAS DE HIELO (TRITURACION)
- 6) DESCOMPOSICION QUIMICA (OXIDACION, PUTREFACCION, ETC.)
- 7) VULCANISMO (CENIZAS)
- 8) SOL (DILATACION O METEORIZACION)

PUNTOS DE VISTA:

- A) AGRONOMIA
- B) GEOLOGIA
- C) MECANICA DE SUELOS

EN GENERAL, PARA LA GEOTECNIA, LOS SUELOS SON AQUELLOS DEPOSITOS NATURALES CUYOS GRANOS SON MENORES DE 3" SIENDO LA RESISTENCIA ENTRE ESTOS GRANOS COMPARATIVAMENTE MUCHO MENOR QUE LA DE UN GRANO INDIVIDUAL (SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS). SON AQUELLOS QUE SE FORMARON HACE MENOS DE UN MILLON DE AÑOS.

LOS SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS O SUELOS SE PUEDEN CLASIFICAR EN OCHO GRUPOS:

- C.1) RESIDUALES
- C.2) EOLICOS
- C.3) ALUVIALES
- C.4) LACUSTRES
- C.5) MARINOS
- C.6) DE PIEMONTE
- C.7) DE ORIGEN VOLCANICO
- C.8) GLACIARES

C.1 SUELOS RESIDUALES

LOS SUELOS RESIDUALES SON SEDIMENTOS NO CONSOLIDADOS QUE QUEDAN EN EL MISMO LUGAR DONDE OCURRE EL ATAQUE DEL MEDIO AMBIENTE.

UN PERFIL DE ESTOS SUELOS SEÑALA BASICAMENTE TRES ZONAS, COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA:

HORIZONTE "A"
HORIZONTE "B"
HORIZONTE "C"
ROCA MADRE

SE FORMAN POR DILATACION DEBIDA AL SOL, TRITURACION POR MOVIMIENTOS TECNICOS, HIDRATACION Y POR LA PRESION QUE EJERCE EL AGUA AL CONGELARSE ENTRE LAS GRIETAS. SE FORMAN TANTO EN AMBIENTES HUMEDOS COMO SECOS.

CARACTERISTICAS IMPORTANTES

- 1.- GRANULOMETRIA MUY VARIABLE, DESDE GRANDES FRAGMENTOS DE ROCA (EN EL HORIZONTE "C"), HASTA COLOIDES (EN EL HORIZONTE "A").
- 2.- LOS COLOIDES PUEDEN PROBOCAR CEMENTACION.
- 3.- EN MUCHAS OCACIONES CONTIENEN MATERIA ORGANICA.
- 4.- PROFUNDIDAD DE METEORIZACION VARIABLE
- 5.- COMPACIDADES BAJAS EN LA PARTE SUPERIOR DEL SUELO
- 6.- LA COMPRESIBILIDAD PUEDE SER ALTA (ZONAS HUMEDAS) A MUY BAJA Y LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE BAJA (ZONAS SECAS) A MUY ALTA.
- 7.- LOS MINERALES DE ARCILLA PUEDEN TENER CARACTERISTICAS EXPANSIVAS
- 8.- EN LAS REGIONES SECAS SE FORMA EL CALICHE.

C.2 SEDIMENTOS EOLICOS

SON MATERIALES TRANSPORTADOS POR EL VIENTO Y DEPOSITADOS EN DIFERENTES AMBIENTES

FORMAN LOS SIGUIENTES DEPOSITOS:

- 1) DUNAS (POR OBSTACULOS)
- 2) LOESS
- 3) TIPOS LOESIALES
- 4) PLAYAS EOLICAS
- 5) ADOBE
- 6) POLVOS VOLCANICOS

CARACTERISTICAS

- 1 - SU COMPRESIBILIDAD PUEDE SER MEDIA A ALTA
- 2 - PUEDEN CAMBIAR SUS PROPIEDADES CUANDO SE SATURAN ADQUIRIENDO MAS COMPRESIBILIDAD (POR COLAPSO)
- 3.- LA COMPRESIBILIDAD ES MEDIA A ALTA

C.3 DEPOSITOS ALUVIALES

SON GRANOS NO CONSOLIDADOS TRANSPORTADOS POR EL AGUA DE LOS RIOS Y SEDIMENTADOS EN DIFERENTES AMBIENTES ESTANDO EL AGUA EN MOVIMIENTO.

CARACTERISTICAS:

- 1 - EL TAMAÑO DE LOS GRANOS VARIA DE ACUERDO CON LA VELOCIDAD QUE ALCANZA EL AGUA EN UN PUNTO DETERMINADO, ENCONTRANDOSE GRANDES FRAGMENTOS DE ROCA CUANDO LA VELOCIDAD ES ALTA (EN LAS CAÑADAS POR EJEMPLO), HASTA LIMO Y ALGO DE ARCILLA EN CORRIENTES TRANQUILAS.
- 2.- GENERALMENTE SON BIEN GRADUADOS.
- 3.- COMPRESIBILIDAD MEDIA A MUY BAJA
- 4.- RESISTENCIA MEDIA A ALTA

C.7 DEPOSITOS VOLCANICOS

SON MATERIALES GENERADOS POR ERUPCIONES VOLCANICAS, FORMANDO DEPOSITOS RESIDUALES, EOLICOS, ALUVIALES Y LACUSTRES.

CARACTERISTICAS

1.- GRANULOMETRIA VARIABLE

FRAGMENTOS DE ROCA, LAJARES (AL DESPEDASARSE EL CRATER), BOMBAS, ESCORIA, GRAVA, ESPUMA (POMEZ), ARENA (LAPILLI), TOBAS VOLCANICAS (TEPETATE), POLVO VOLCANICO Y CENIZA VOLCANICA.

2.- SU CONSTITUCION ES PARECIDA A LOS DEPOSITOS DE PIEMONTE

3 - PUEDEN DESCOMONERSE EN ARCILLAS MONTMORILONITICAS (DE LAS TOBAS) Y CAOLINITICAS (DEL VIDRIO)

C.8.- GLACIARES

SON LOS MATERIALES PRODUCTO DE LAS GLACIACIONES

FORMAS:

1.- ESKERS (AL FORMARSE RIOS BAJO EL GLACIAR, DOS MONTICULOS AL LADO)

2.- KAMES (EL GLACIAR FORMA MONTICULOS POR RESUMIDEROS)

3.- KETLES (COMO LOS KAMES PERO EN FORMA DE VOLCAN CON UN CRATER AL CENTRO, AL DERRETIRSE EL TEMPANO)

4.- DRUMLIMS (AL DESLIZARSE EL TEMPANO TIENE UN EFECTO ABRASIVO CONTRA LA ROCA DEJANDOLE ARAÑAZOS O ESTRÍAS)

CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la Línea 7. En cuanto a las zonas del lago y de transición, la exploración del subsuelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y saturación de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

1

Generalidades

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

1.1

Marco geológico general

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig 1). El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que

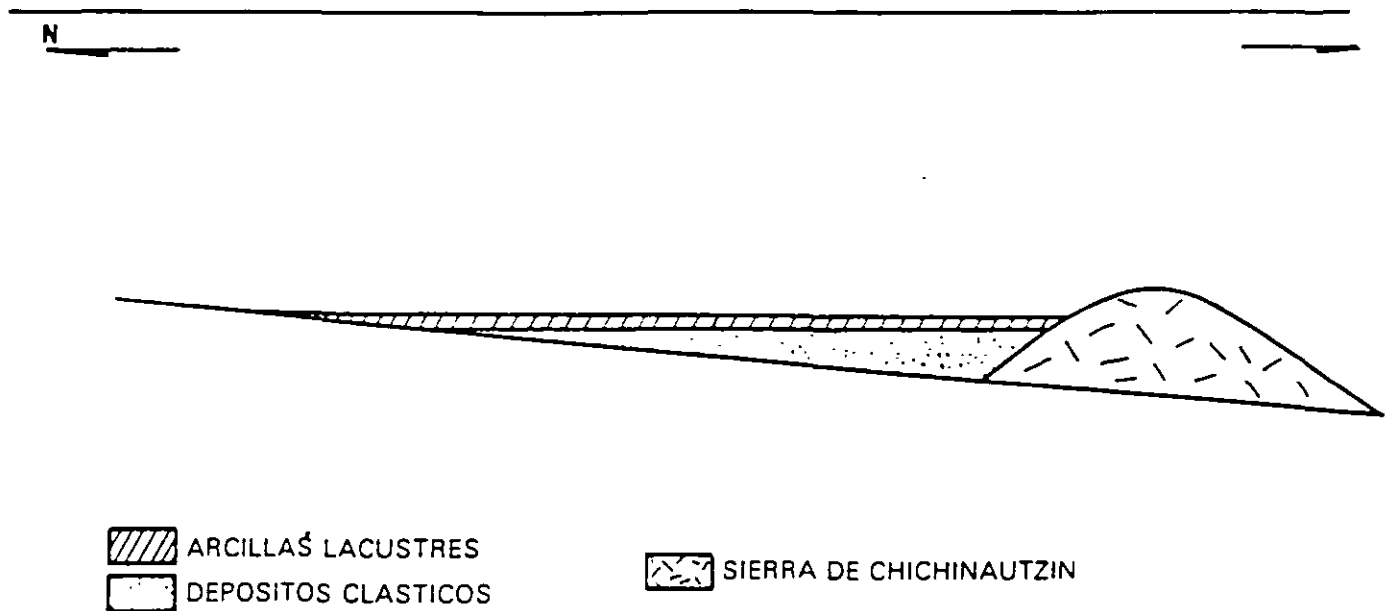


Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales (figs 2 y 3), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la Urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo

a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los andamios volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca

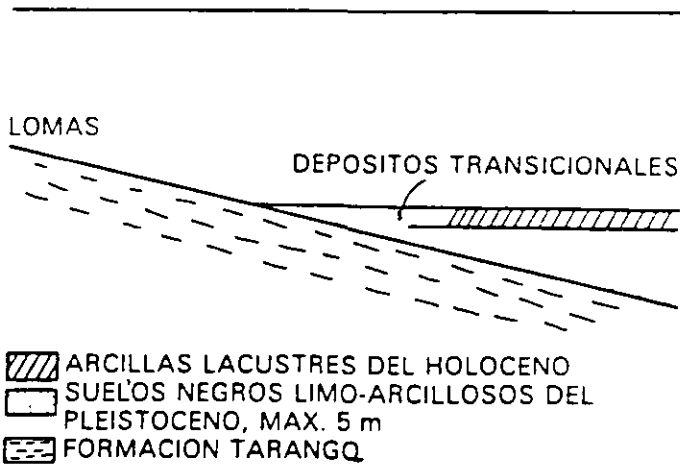


Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial .

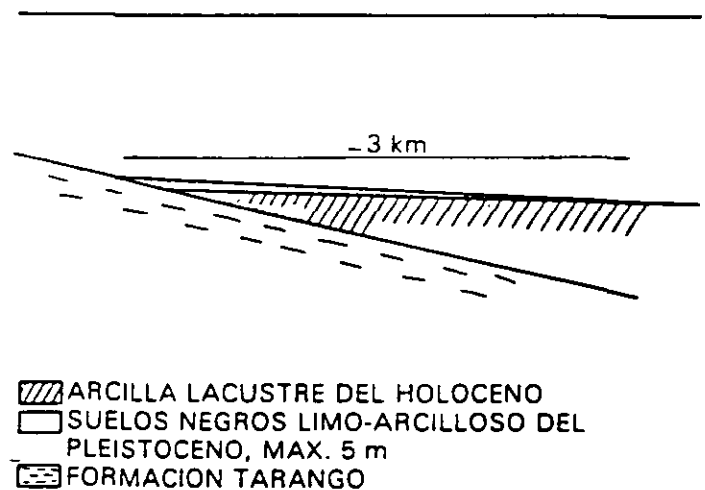


Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

1.2

Marco paleoclimático

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación, que afectó a toda la Tierra hace dos millones de años, aún se desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (fig. 4), cuando se inició la primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

Siguió un tercer periodo glacial (Illinois), para el cual se han podido determinar dos avances separados por un periodo con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100 000 a 80 000 años; se le conoce como el Tercer Interglacial o Sangamon en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación, caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado, terminó hace 10 000 años aproximadamente. Es entonces que principió el Holoceno o Reciente, periodo climático moderado, tendiente a caliente, o sea el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la fig. 4.

Investigaciones recientes (ref. 1) han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en

roca atribuidas exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (Illinois Inferior). Aún más, arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del Illinois Superior.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como productos de erosión glacial. Representan estas tres barrancas tres avances del Illinois Tardío, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al Tercer Interglacial, o sea el Sangamon.

Hay que señalar que todas las manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo Interglacial o sea el Yarmouth. Este horizonte indicador paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

Años antes de hoy

<i>10⁴</i>	<i>Holoceno - Reciente</i>
<i>80-10x10³</i>	<i>4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances</i>
<i>100-80x10³</i>	<i>3er. Interglacial Sangamon</i>
<i>300-100x10³</i>	<i>3a. Glaciación: Illinois 2 avances</i>
<i>400-400x10³</i>	<i>Gran Interglacial Yarmouth</i>
<i>?</i>	<i>2a. Glaciación: Kansas</i>
<i>?</i>	<i>1er. Interglacial</i>
<i>- 900x10³</i>	<i>1a. Glaciación: Nebraska</i>

Fig. 4 Periodos glaciales e interglaciales

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos edólicos. Las llamadas brisas del valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo —llamado loess— en el lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

.1.3

Marco vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Ángel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Formación Lomas.

Entre sus erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel hará 170 000 años, es decir, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias, avanzando a distancias de hasta 20 km del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Ángel.

Así como se produjeron lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo), arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinoia Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos deben mencionarse las acumulaciones de polvo edólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en Las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del Sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de Las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

.1.4

Estratigrafía general

a) Depósitos del lago. Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

C.4 Y C.5 SEDIMENTOS MARINOS Y LACUSTRES

SON MATERIALES ARRASTRADOS POR EL AGUA EN MOVIMIENTO Y DEPOSITADOS CUANDO ESTA PIERDE VELOCIDAD AL HACER CONTACTO CON LOS LAGOS, LAGUNAS, ESTUARIOS Y DELTAS SUBMARINOS.

CARACTERISTICAS:

- 1.- GRANULOMETRIA FINA A MUY FINA (LIMOS Y ARCILLAS)
- 2.- PUEDEN CONTENER MATERIA COLOIDAL
- 3.- PUEDEN ESTAR FORMADOS SOLAMENTE DE MATERIA ORGANICA (TURBA)
- 4.- SON DE MEDIA A MUY ALTA COMPRESIBILIDAD
- 5.- LA COMPRESIBILIDAD ES FUNCION DEL TIEMPO (CONSOLIDACION)
- 6.- BAJA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

C.6 DEPOSITOS DE PIEMONTE

SON SEDIMENTOS ACUMULADOS AL PIE DE LAS MONTAÑAS, DEBIDO A AVALANCHAS, DESLIZAMIENTOS, CAIDOS E INESTABILIDAD DE LAS PENDIENTES DE LA MONTAÑA.

CARACTERISTICAS

- 1.- CONTIENEN MATERIALES DE TODAS CLASES INCLUYENDO VEGETACION
- 2.- SU GRANULOMETRIA ES MUY VARIABLE
- 3.- LA COMPRESIBILIDAD Y EL ESFUERZO CORTANTE VARIA DE PUNTO A PUNTO
- 4.- PUEDEN SER INESTABLES ANTE CARGAS

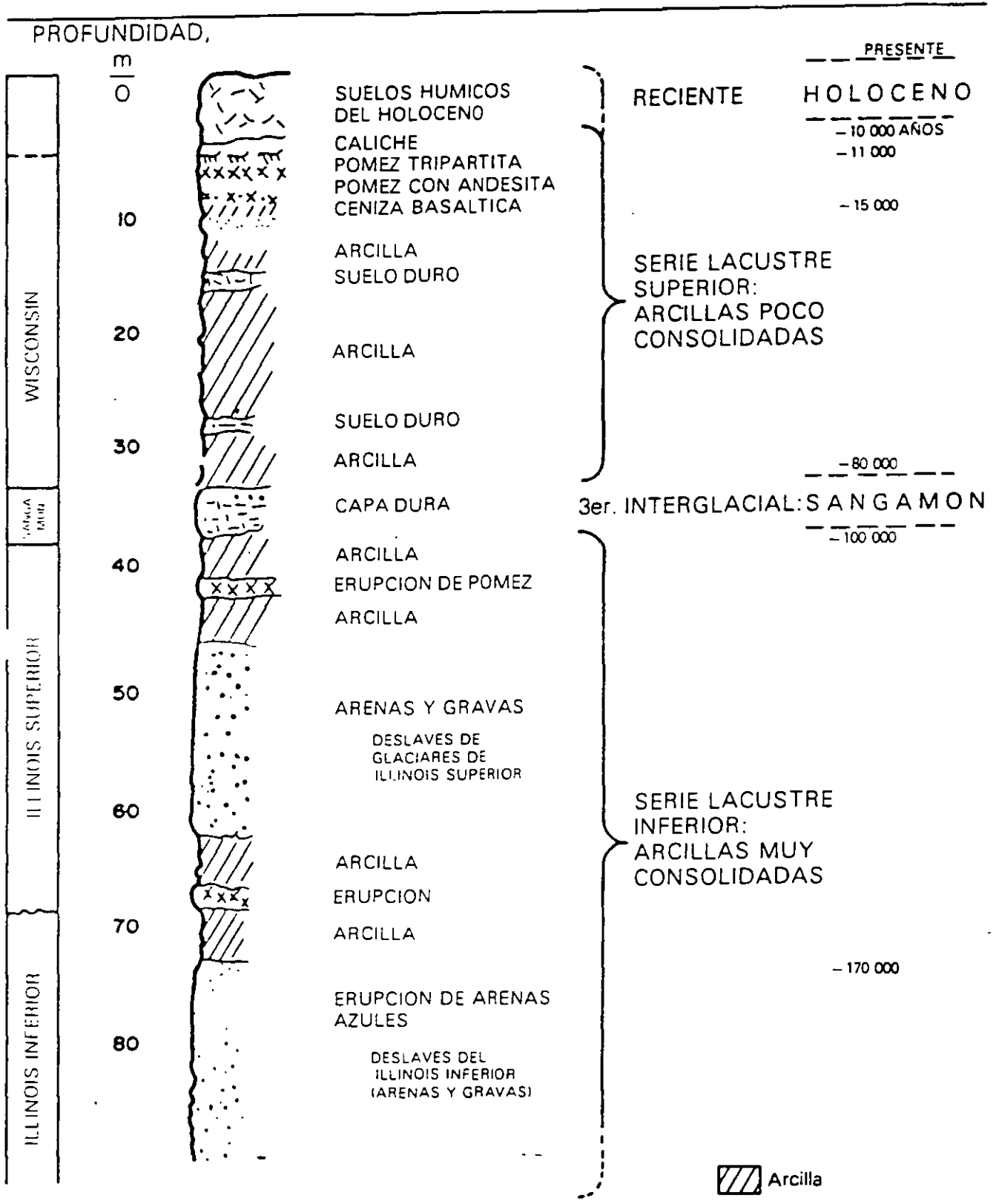


Fig 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente fácil interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderado a caliente). El clima de la cuenca del Valle de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago (ref 1). Además, se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de Las Lomas al poniente de la ciudad

Zeevaert presentó en 1953 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) le ha agregado información reciente, fundamentalmente sobre la interpretación de edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre Las Lomas y la planicie. En esta interpretación estratigráfica de la planicie ya no se habla de formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango, ya que estas unidades litológicas, con excepción de la Tarango, no se prolongan de Las Lomas al relleno lacustre aluvial.

En la fig 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) Depósitos de transición. Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas, lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie (fig 6).

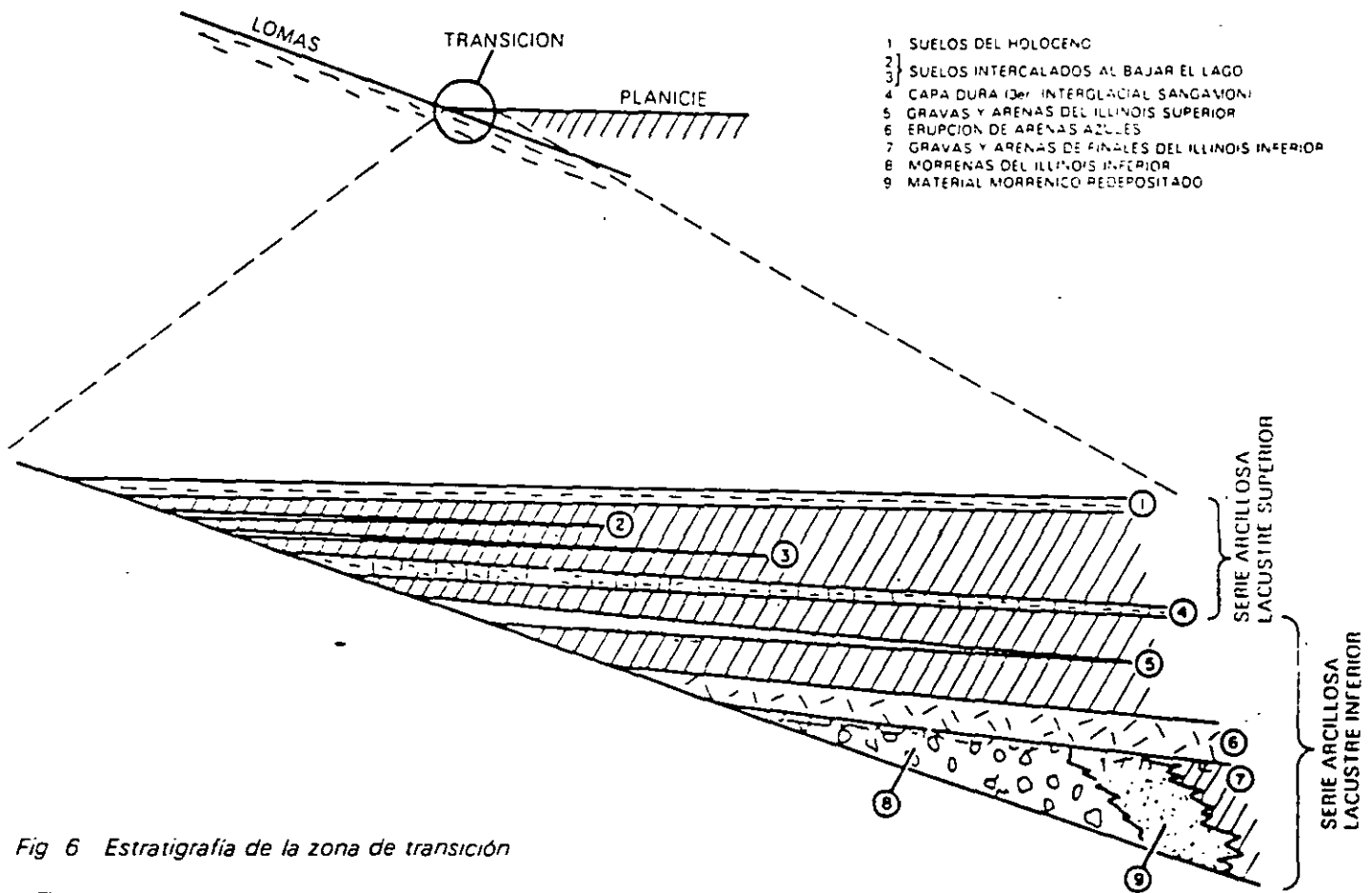


Fig 6 Estratigrafía de la zona de transición

El lago central-nunca fue profundo; de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente en el quiebre morfológico y se interstratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciares que bajaron en el Illinois Inferior hasta Río Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boteos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

c) Depósitos de Las Lomas. En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas, y
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

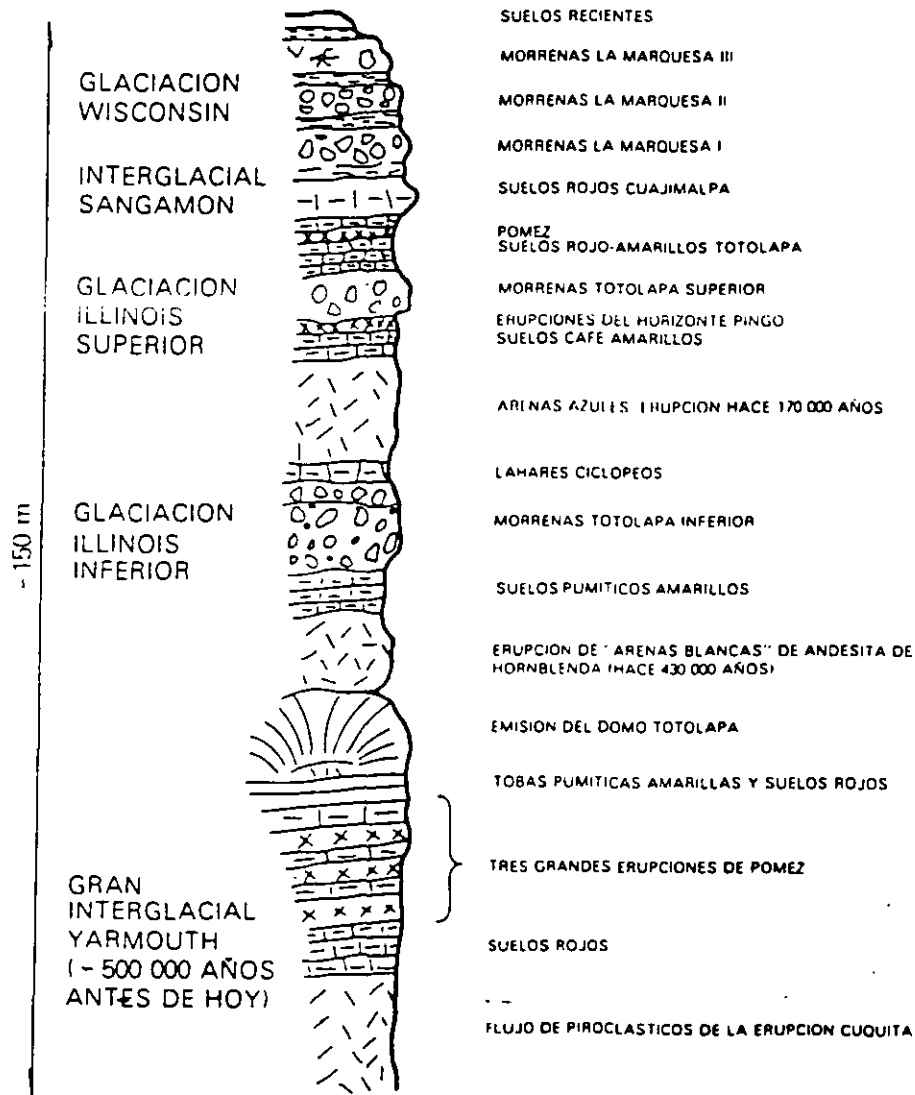


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

2

Depósitos del lago

2.1

Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

2.2

Evolución de las propiedades mecánicas

a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaran una

zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.
- La construcción de estructuras.

c) Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

2.3

Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de

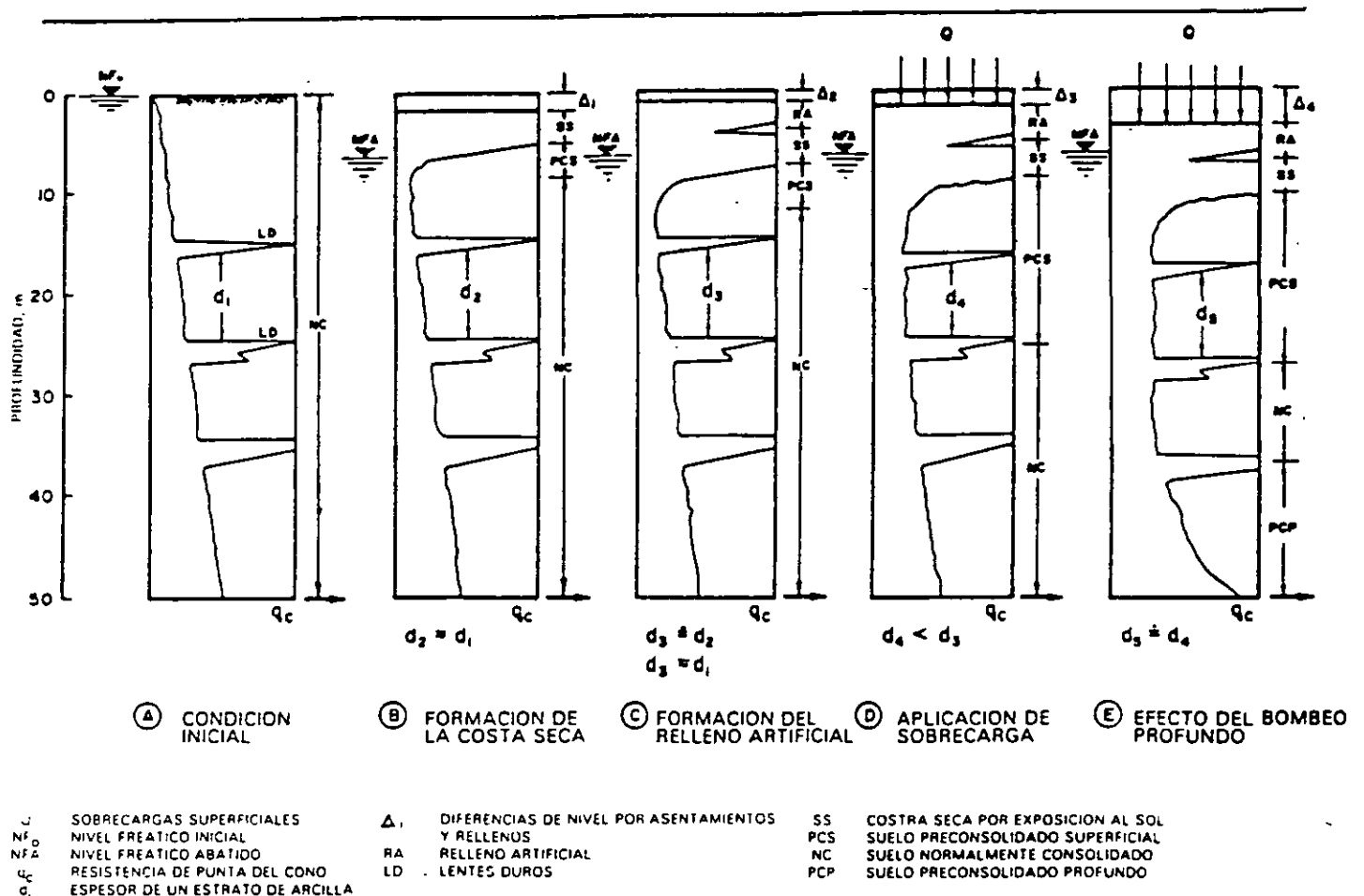


Fig 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber

Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.

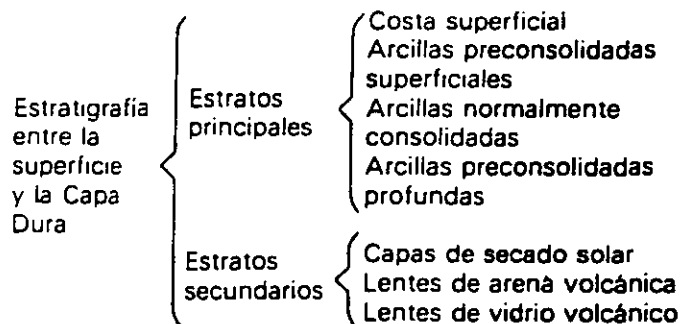
Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

Costra seca (SS). Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares

b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo

profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

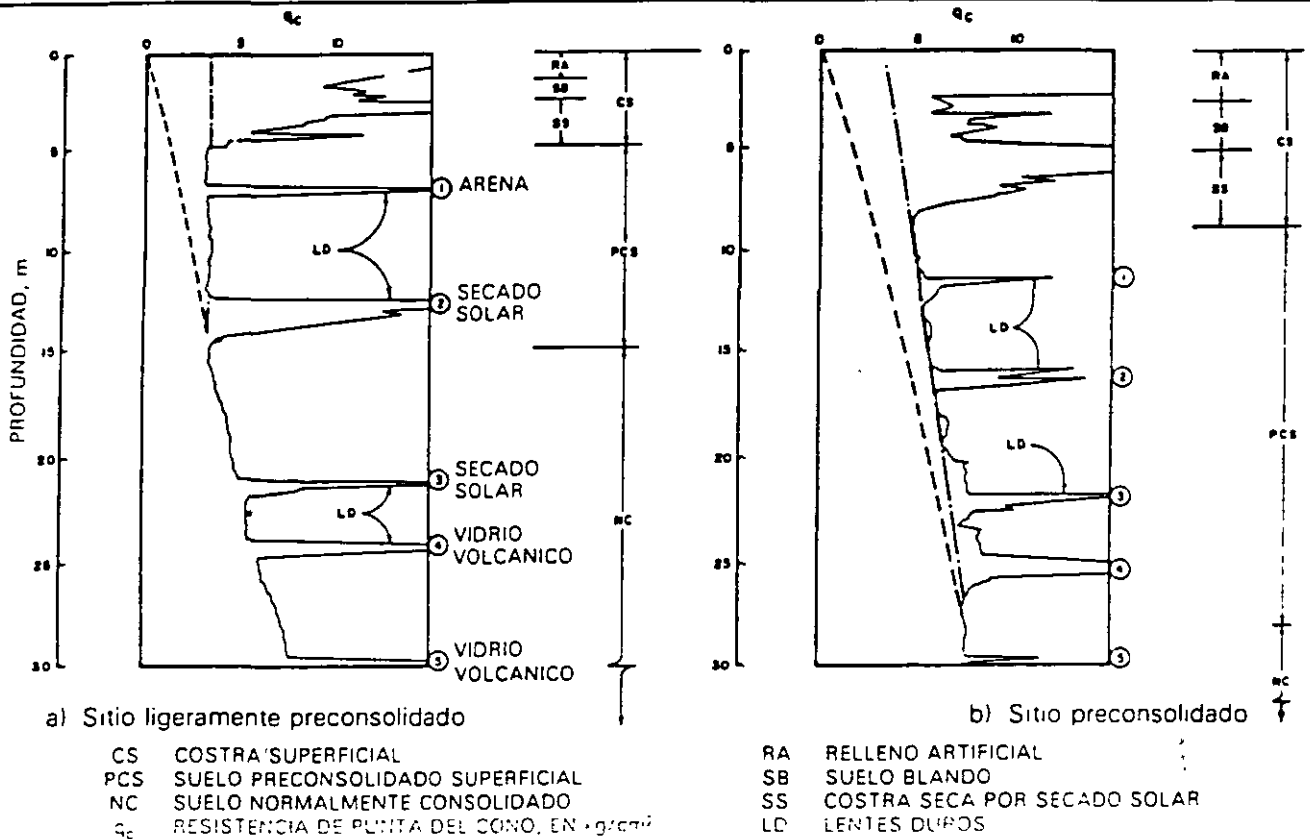


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo indicados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aun estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, mas significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos, estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

c) Capa Dura. La Capa Dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con

una cementación muy heterogénea, su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon.

d) Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior, el espesor de este estrato es de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

e) Depósitos profundos. Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio, la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

3 Depósitos de transición

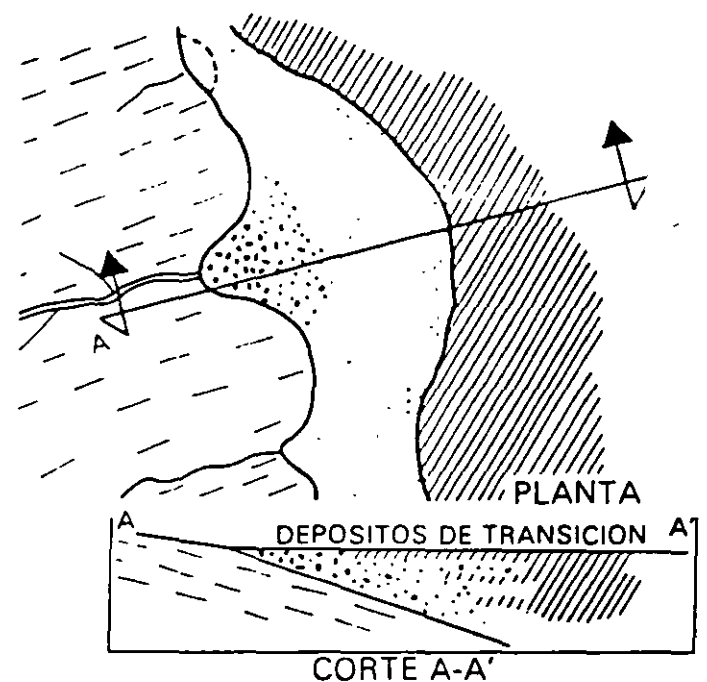
3.1 Características generales

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos, así, se generaron dos tipos de transiciones interestratificada y abrupta, ambas condiciones se describen a continuación.

3.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (figs 2 y 3). En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica; así, cuando los glaciares en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig 10).



- ARCILLA LACUSTRE
- DEPÓSITOS ALUVIALES
- TOBAS

Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 3 km al oriente formando las riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

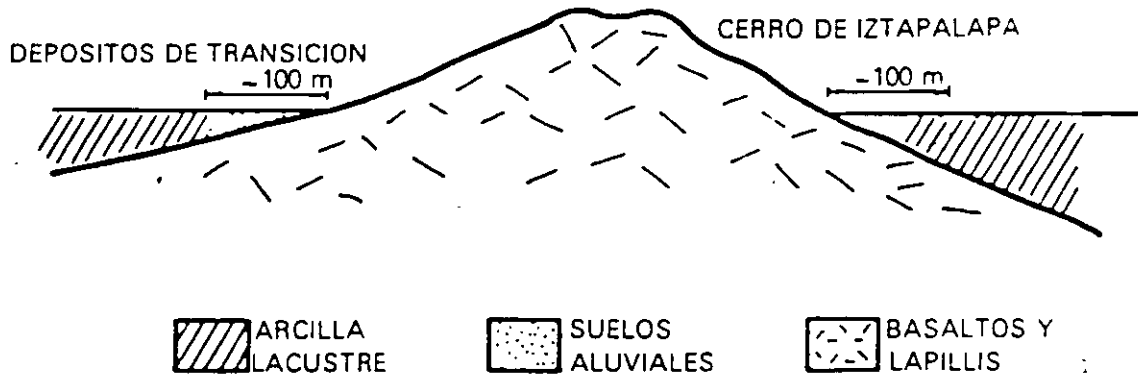


Fig 11 Transición interestratificada angosta

3.3
Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (fig 12). Esta transición abrupta se

presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

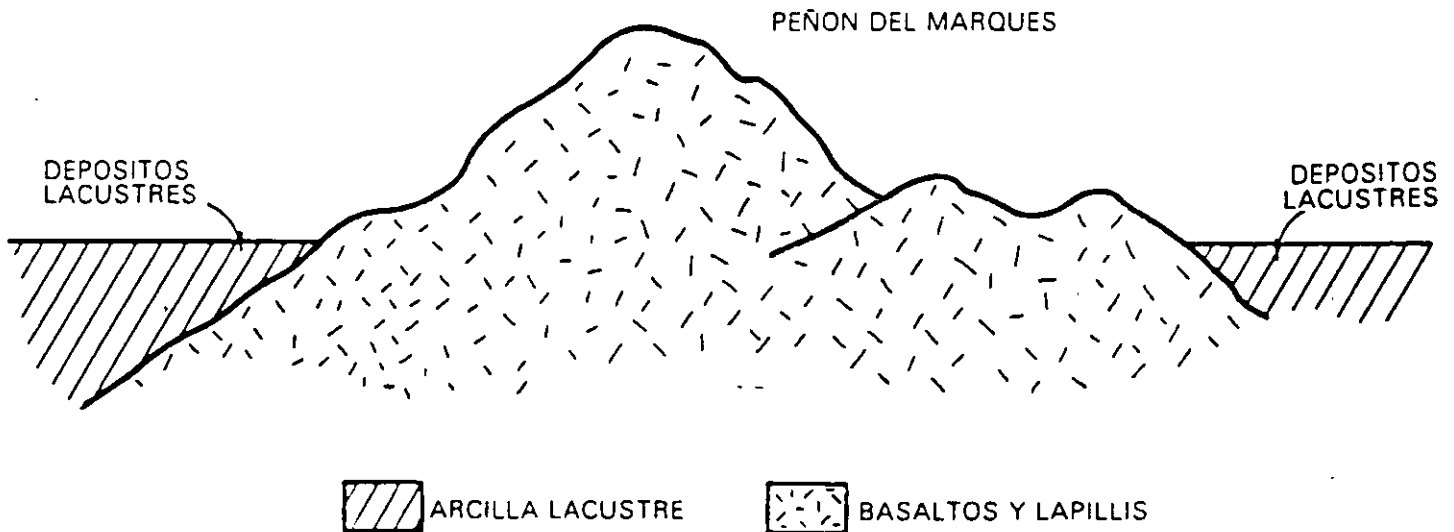


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 13

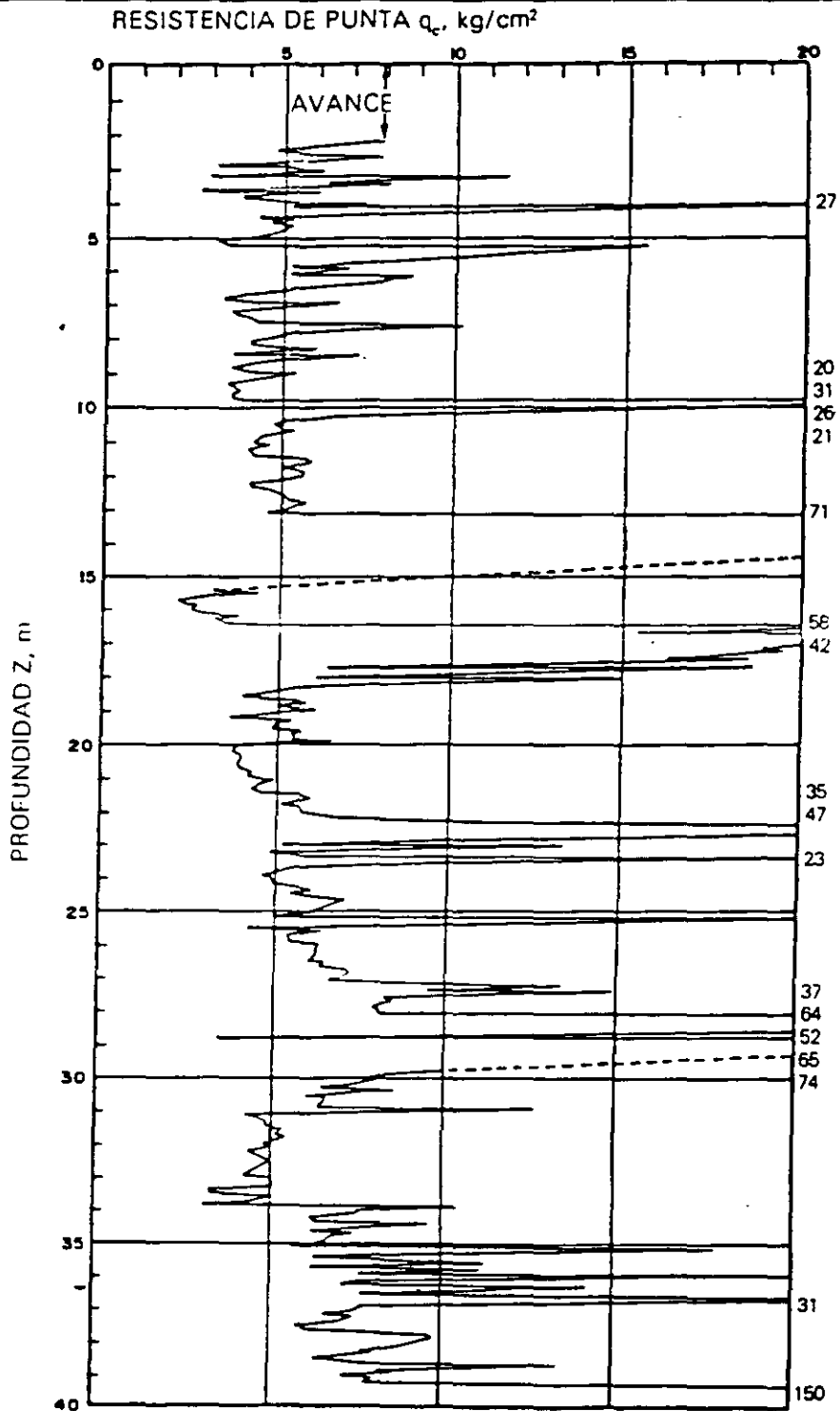


Fig 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

7. REFERENCIAS

Chamecki, S (1956), " Structural rigidity in calculating settlements " Journal of the Soils Mech Found Division, Proc ASCE, Vol. 88 No SMI, enero

Damy, J. Esteva, L y Guerra, (1977), "Métodos incrementales en el análisis de cimentaciones continuas sobre terreno compresible", Memoria del 1er Congreso Nacional sobre Ing. Estructural, Soc. Mex de Ing. Estructural, México, DF

Manual de Diseño de obras Civiles. C.2.2 Diseño Estructural de Cimentaciones 1980). Comisión Federal de Electricidad.

Matlock, H (1970) : "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay" Proceedings of the Fifth Int Conf of Soil Mech and Found Eng. Paris, pp 17 -22, july

Meyerhof, G. G (1979), "Soil - structure interaction and foundations " Memorias del VI Congreso Panamericano de Mec. De Suelos e Ing. De Cimentaciones. Vol. I, pp 109 - 140, Lima Perú.

Reese, Ic. Cox, W. R y Koop, F.D. (1974). "Analysis of laterally loaded piles in sand". Sixth Annual Offshore Technology Conf. Houston, Tex, may.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos (1983). Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. México. (Elaborado por el Instituto de Ingeniería y Sólum)

Yegian, M y Wright, S. G (1973). " Lateral soil resistance - Displacement relationships for pile foundations in soft clays ". Fifht Annual Offshore Technology Conf. Houston, Tex, april - may.

Zeevaert, L (1983), Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Van Nostrand Reinhold, New York.

Zeevaert, L (1980). Interacción Suelo - Estructura de Cimentación. Limusa

Zeevaert, L (1983), Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. 2nd edition, Van Nostrand Reinhold, New York.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**ANEXO 1
(CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y ZONIFICACION GEOTECNICA)**

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

ANEXO No. I

**CARACTERISTICAS GEOLOGICAS
Y ZONIFICACION GEOTECNICA**

CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS

La información estratigráfica del subsuelo de la Ciudad de México que aquí se presenta está fundamentada en todas las publicaciones disponibles sobre ese tema y en la derivada de los estudios geotécnicos que se han realizado para las distintas líneas del Metro.

En la zonificación del subsuelo se observa cómo se ha podido precisar la compleja estratigrafía de la zona poniente de la Ciudad gracias a los sondeos y experiencia de construcción de la Línea 7. En cuanto a las zonas del lago y de transición, la exploración del subsuelo con el cono eléctrico ha permitido la definición de perfiles estratigráficos más precisos, demostrando con ello que esta herramienta de exploración es una técnica muy eficiente y económica para los estudios del subsuelo de esas zonas.

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aun en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

El conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México evolucionará sólo si se mejoran las técnicas de campo, de laboratorio y de instrumentación; por tanto, los aspectos que por su importancia deben desarrollarse a corto plazo son: a) definir la estratigrafía y propiedades mecánicas de la costra superficial, b) mejorar las técnicas del cono eléctrico, c) reducir el remoldeo y fisuración de las muestras inalteradas de suelos blandos,

d) muestrear en seco los suelos de bajo contenido de agua, y e) disminuir el costo de la instrumentación de campo.

1

Generalidades

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia: el geológico general, el paleoclimático y el vulcanológico.

1.1

Marco geológico general

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig 1).

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que

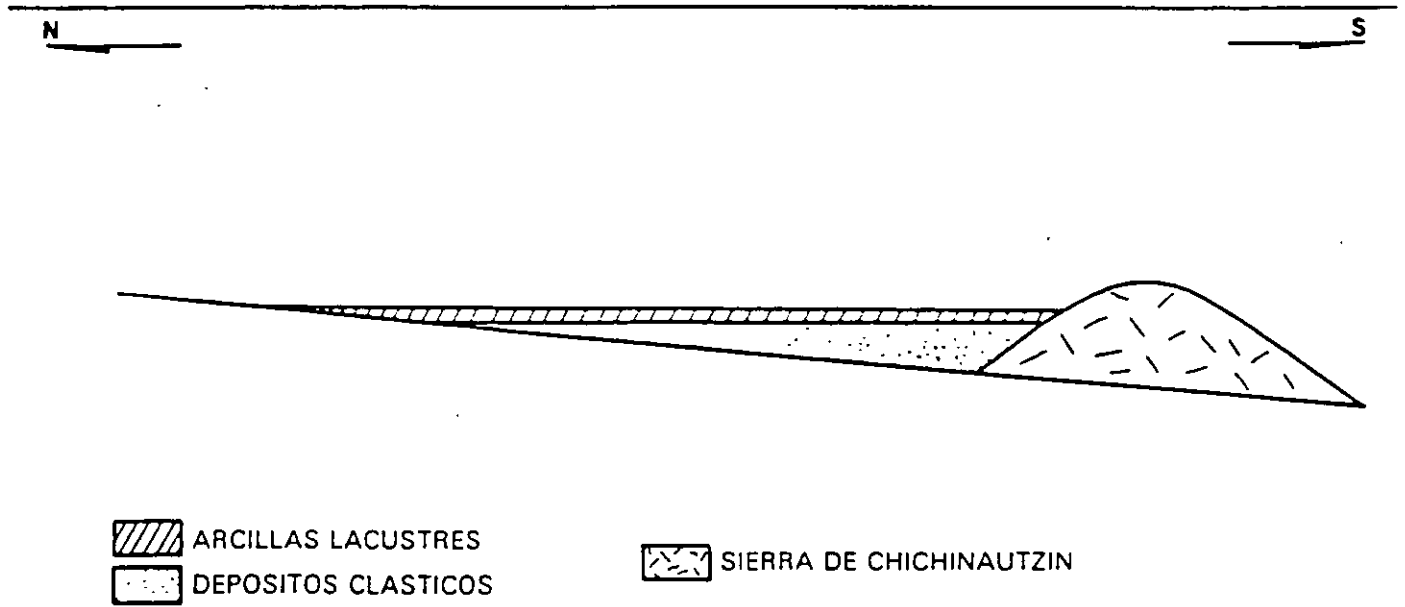


Fig 1 Esquema geológico general del Valle de México

enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transnacionales (figs 2 y 3), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la Urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo

a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca

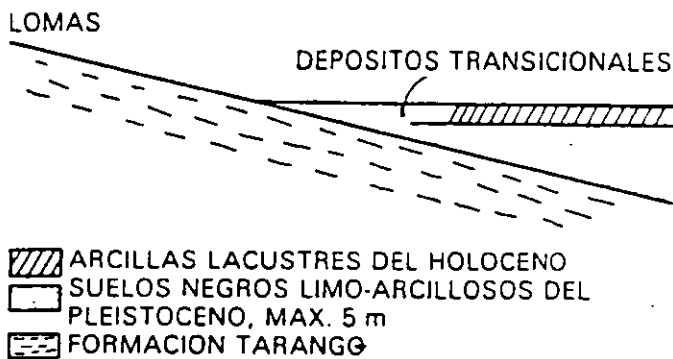


Fig 2 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie de un "delta" aluvial

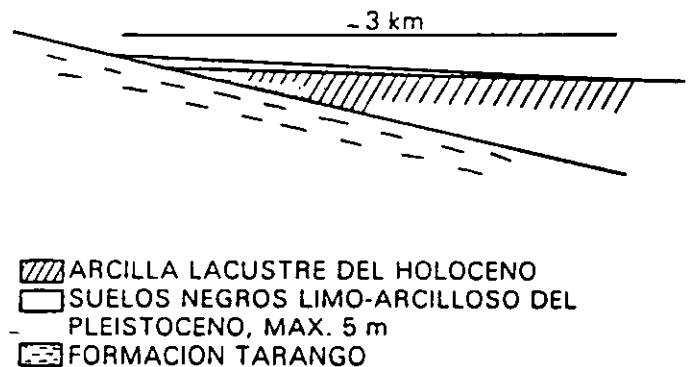


Fig 3 Esquema geológico general de la transición Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial

1.2

Marco paleoclimático

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central mexicana, cedió a climas cambiantes y extremosos del Pleistoceno. Las causas de esta mutación, que afectó a toda la Tierra hace dos millones de años, aún se desconocen.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de periodos calurosos a frios, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (fig 4), cuando se inició una primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de 100 000 años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo periodo de glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos 200 000 años. Este intervalo se denomina en Norteamérica el Yarmouth o el Gran Interglacial; imperó hace 400 000 a 600 000 años en todo el orbe.

Siguió un tercer periodo glacial (Illinois), para el cual se han podido determinar dos avances separados por un periodo con clima moderado. Esta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de 100 000 a 80 000 años; se le conoce como el Tercer Interglacial o Sangamon en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación, caracterizada por tres oscilaciones y dos estadales de clima moderado, terminó hace 10 000 años aproximadamente. Es entonces que principió el Holoceno o Reciente, periodo climático moderado, tendiente a caliente, o sea el actual.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se describe en la fig 4.

Investigaciones recientes (ref 1) han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciares pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en

roca atribuidas exclusivamente a la acción glacial, en pequeños domos formados en el Pleistoceno Medio. Estos indicios de glaciación son anteriores a 170 000 años (Illinois Inferior). Aún más, arriba de las mismas arenas azules hay otras morrenas más jóvenes que se asignan al avance del Illinois Superior.

Las profundas barrancas de la Magdalena, de Santa Rosa y de la Cañada, caracterizadas por su sección clásica en U, se han podido identificar como producto de erosión glacial. Representan estas tres barrancas avances del Illinois Tardío, pues sus depósitos morrénicos y los pulimentos y estrías en sus paredes aparecen cubiertos localmente por suelos rojizos arcillosos, atribuidos al Tercer Interglacial, o sea el Sangamon.

Hay que señalar que todas las manifestaciones glaciales descritas sobreyacen a secuencias de suelos rojos del tipo Interglacial o sea el Yarmouth. Este horizonte indicador paleoclimático define los fenómenos de origen glacial como pertenecientes a la Tercera Glaciación.

<i>Años antes de hoy</i>	
10^4	<i>Holoceno - Reciente</i>
$80-10 \times 10^3$	<i>4a. Glaciación: Wisconsin 3 avances</i>
$100-80 \times 10^3$	<i>3er. Interglacial Sangamon</i>
$300-100 \times 10^3$	<i>3a. Glaciación: Illinois 2 avances</i>
$400-400 \times 10^3$	<i>Gran Interglacial Yarmouth</i>
?	<i>2a. Glaciación: Kansas</i>
?	<i>1er. Interglacial</i>
$- 900 \times 10^3$	<i>1a. Glaciación: Nebraska</i>

Fig 4 Periodos glaciales e interglaciales

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y de montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo —llamado loess— en el lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

1.3 Marco vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriales juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México. Este complejo volcán con calderas múltiples, estuvo activo desde finales del Plioceno hasta hará algo más de 100 000 años, habiendo producido en un lapso de dos a tres millones de años erupciones pumíticas de gran volumen y energía, varios kilómetros cuadrados de lavas, además de extensos lahares calientes y fríos, avalanchas ardientes y otros numerosos tipos de piroclásticos, que han contribuido a los extensos abanicos volcánicos que se conocen como Formación Lomas.

Entre sus erupciones más espectaculares, ocurridas en el Pleistoceno Superior, destacan las conocidas arenas azules que irrumpieron al formarse la caldera del cerro San Miguel hará 170 000 años; es decir, a mediados de la Tercera Glaciación. Al precipitarse los piroclásticos sobre las superficies glaciales en las cumbres del volcán, el vapor producido generó lahares calientes que descendieron con velocidades extraordinarias, avanzando a distancias de hasta 20 km del cráter, para terminar en las barrancas de Tarango, Tacubaya y San Angel.

Así como se produjeron lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo), arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del Illinois Inferior, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en Las Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del Sangamon.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales de ellos, están los deshuelos, por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshuelos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de Las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviales y deltas.

1.4 Estratigrafía general

a) Depósitos del lago. Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias. Obviamente, el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

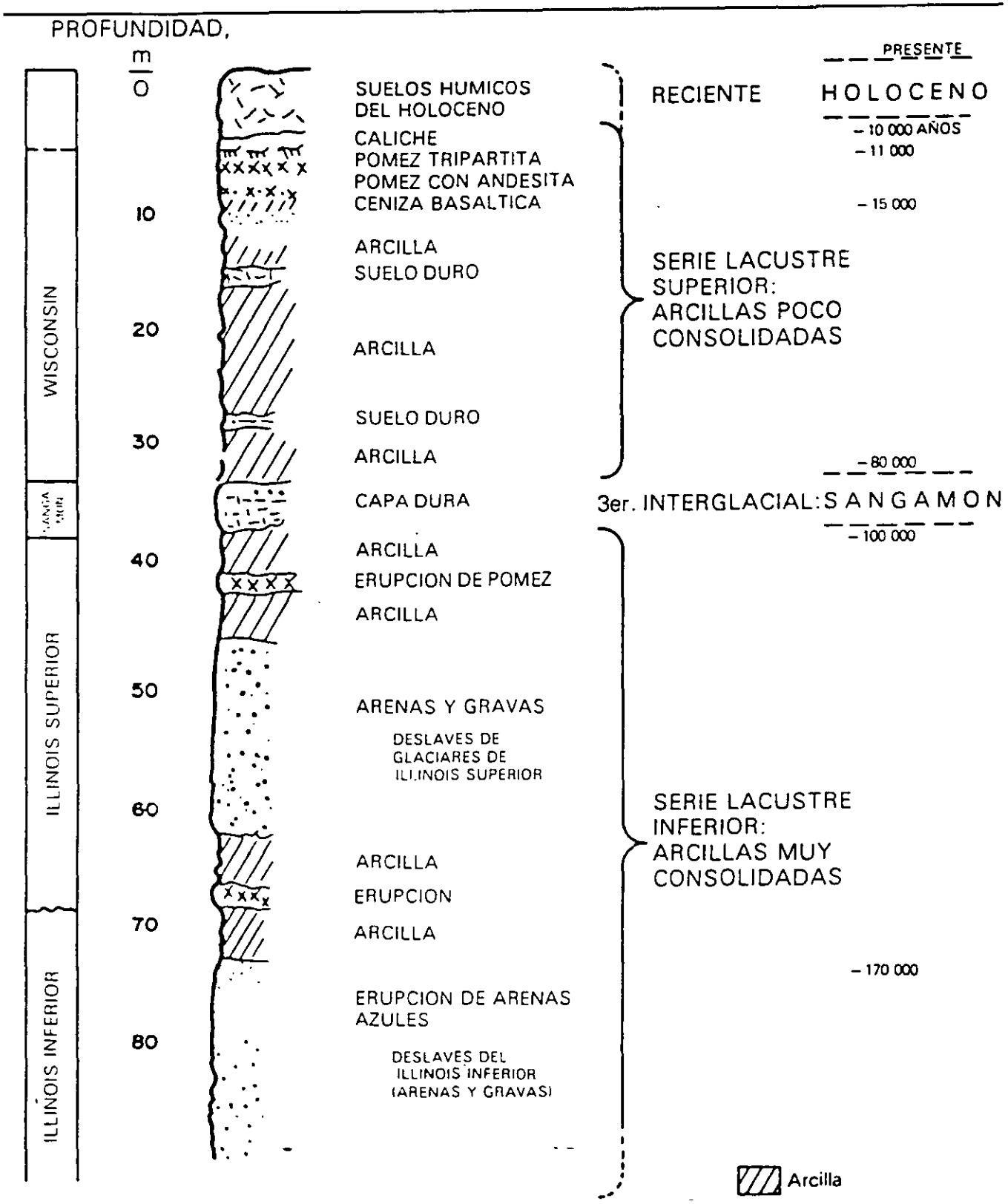


Fig 5 Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México

4 Depósitos de lomas

4.1 Características generales

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas depósitos fluviglaciales más antiguos.

4.2 Zona poniente

a) Sierra de las Cruces. Está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno Inferior) y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Horizontes de cenizas volcánicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

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.

Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las más frecuentes ya que están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Depósitos glaciales. Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

Depósitos fluviglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial; se distinguen por su ligera estratificación.

Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona.

b) Pedregal del Xitle. Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas, sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos importantes valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan, otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltépetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (fig. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

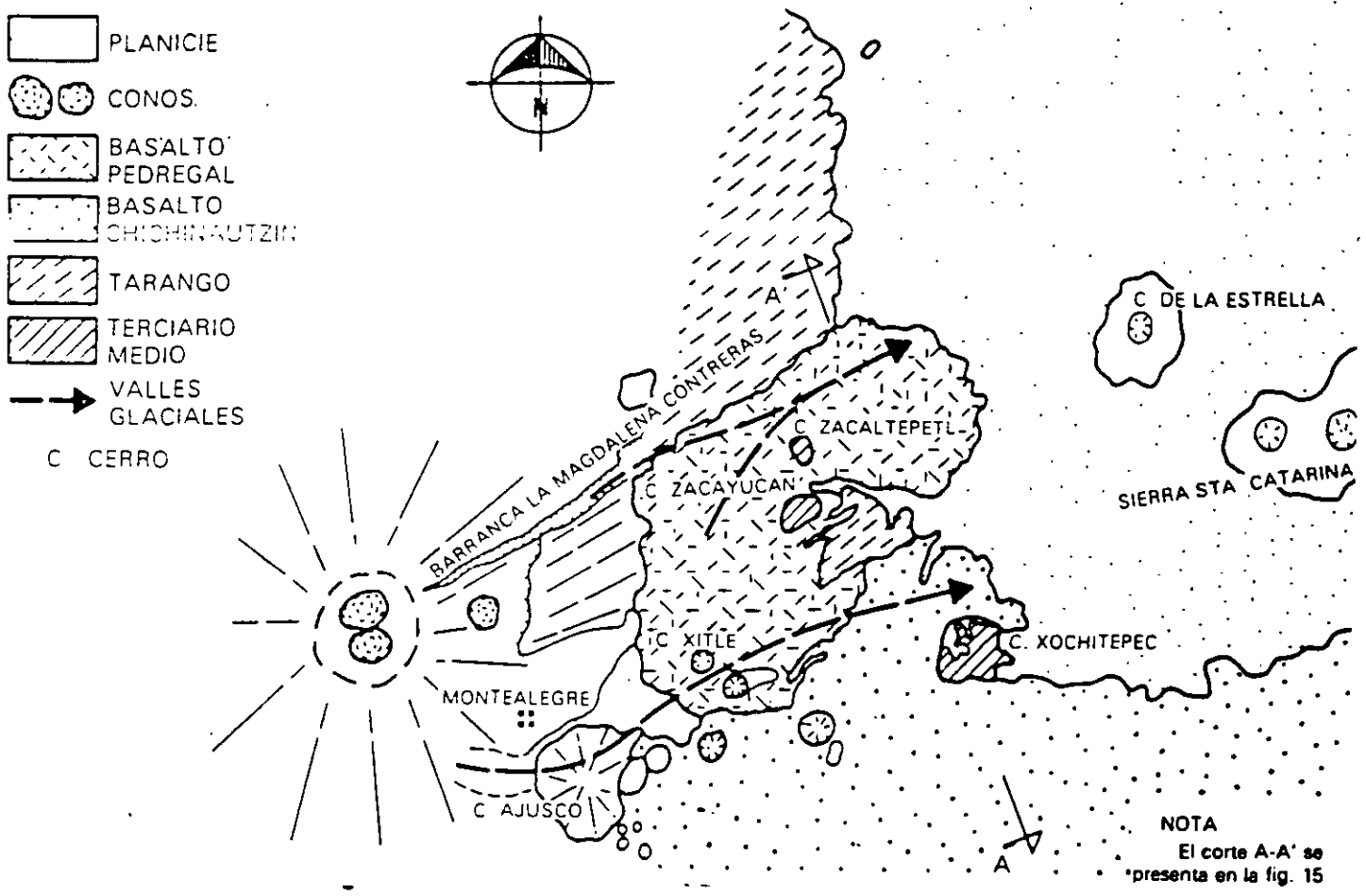


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su cabecera en Monte Alegre. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de La Magdalena Contreras hasta las partes bajas de la antigua planicie lacustre, acercándose a lo que hoy es San Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas, en el corte geológico de la fig 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.

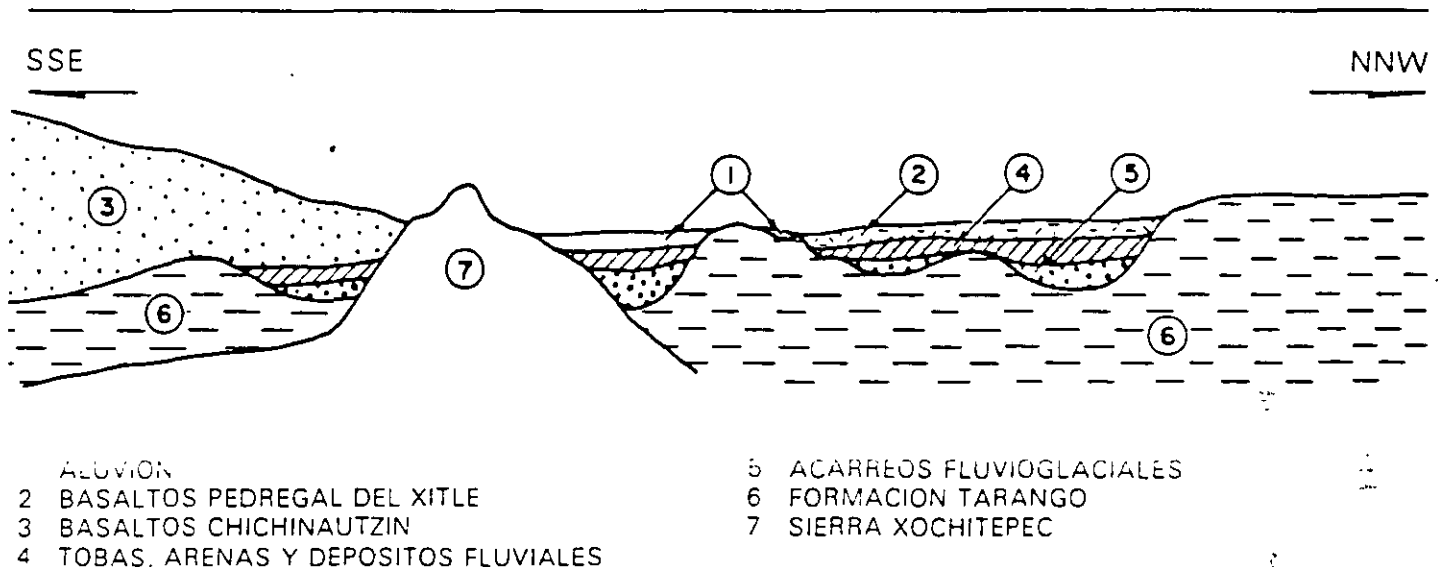


Fig 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig 14)

4.3

Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe, se integra principalmente por rocas volcánicas traquíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Tepeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtec, en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones más altas de la sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Padres.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe remonta al Mioceno Medio, consiste en fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtec, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y coincidiendo en dirección con el alineamiento de la sierra

de Santa Catarina, afecta a la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Plioceno Superior y Pleistoceno.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig 16 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 (ref 3). Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea, así podrán identificarse las alternativas de solución factible a estudiar durante el diseño definitivo
- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea.

.1 Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 17), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial, y b) la consolidación inducida en cada sitio.

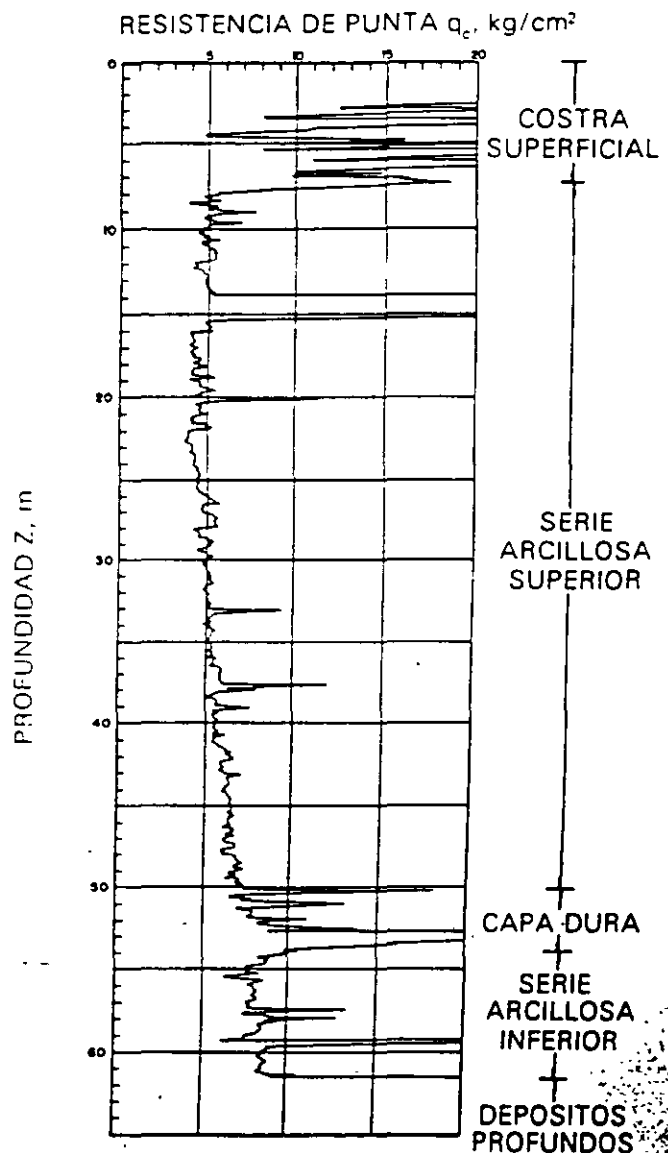


Fig 17 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago

1.1
Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig 18, en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

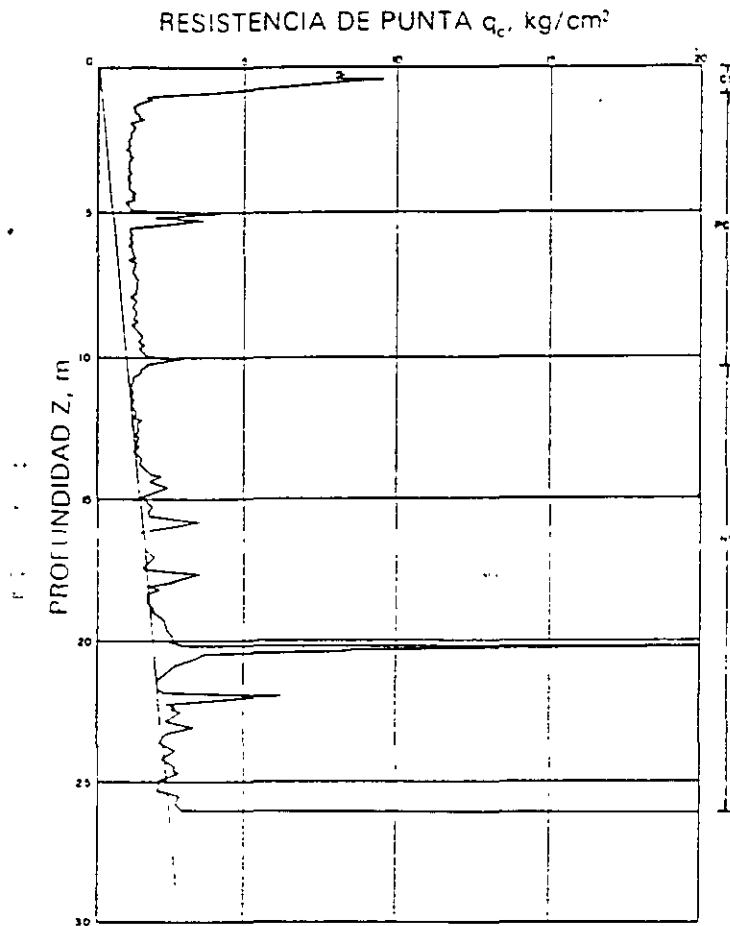


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m^3	c, en t/m^2	ϕ , en grados
Costra superficial	1 0 a 2 5	1 4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	—
Capa dura**	1 a 2	—	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	—

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

1.2
Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas, las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

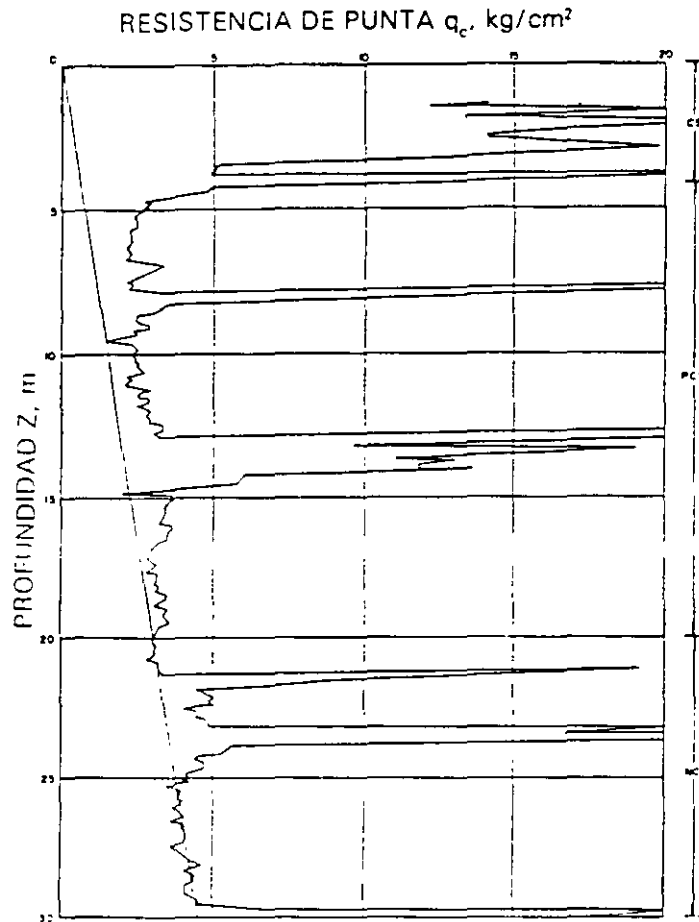


Fig 19 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	—
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 26
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	—

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

1.3

Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

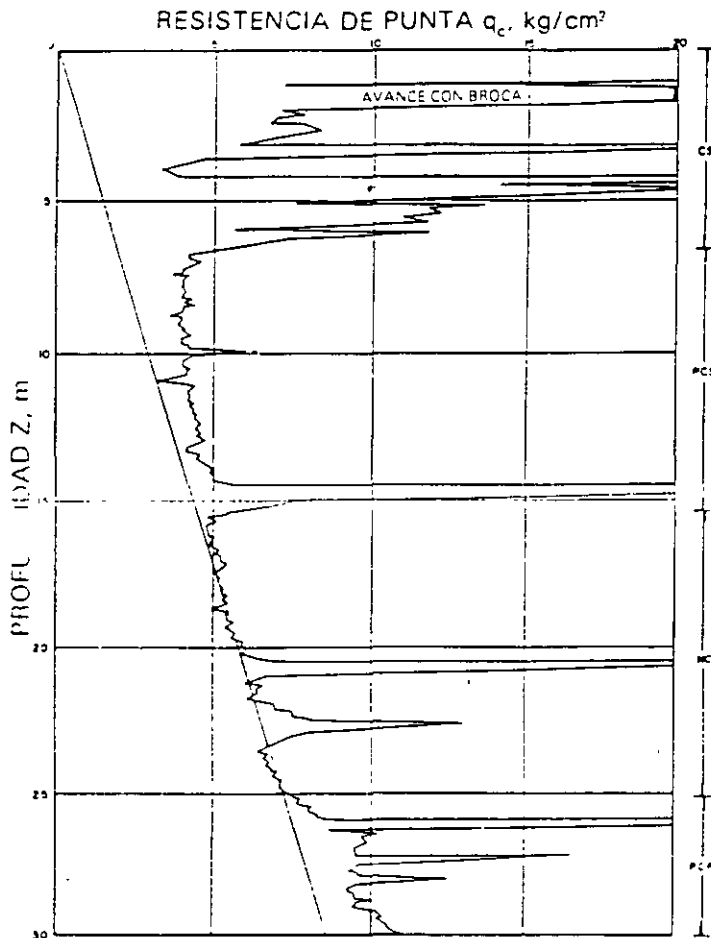


Fig 20 Sondaje de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

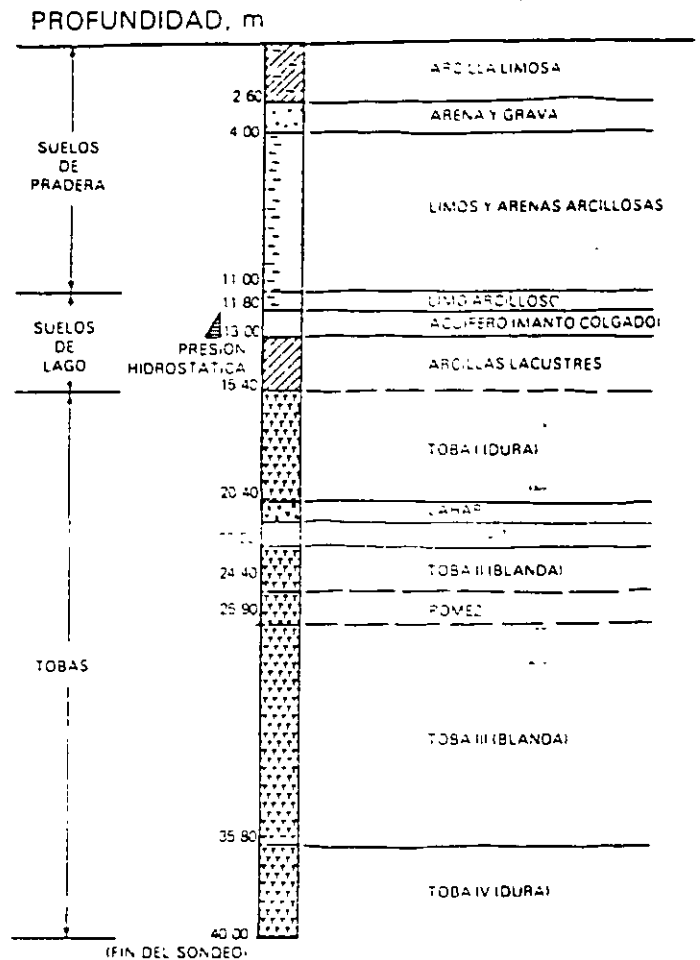


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	—
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	—

* En orden de aparición a partir de la superficie

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

Zona de Transición

2.1

Interestratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a Las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación

a) Transición Alta. Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos estratos se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig. 21)

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig. 22).

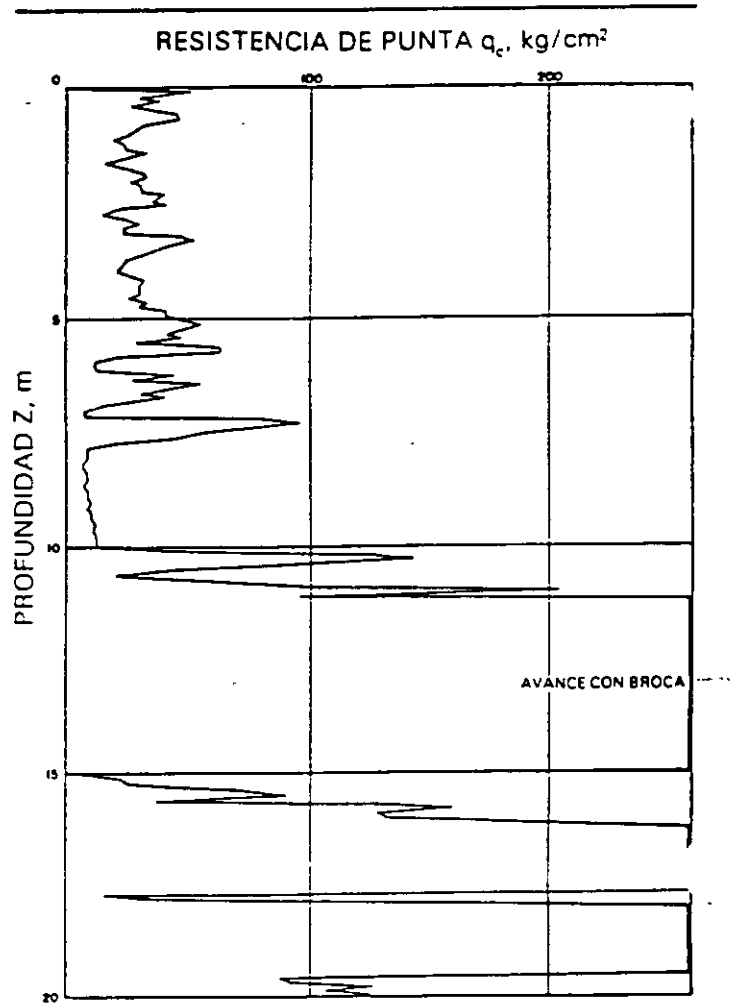


Fig. 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	ρ_s , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4 a 6	1.3	5	0

* En orden de aparición a partir de la superficie

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona del Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados.

En la fig. 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

2.2

Abrupta cercana a los cerros

Es la transición entre la zona del lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgadas de travertino silicificado. La fig. 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

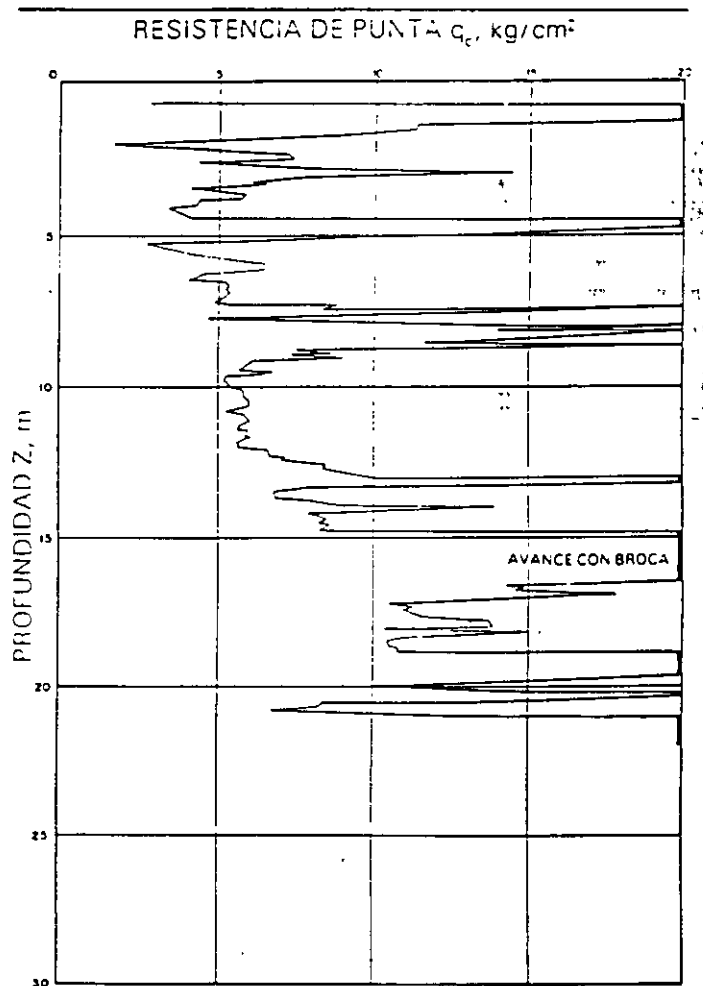


Fig. 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

Zona de Lomas

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas.
- Lahares
 - Avalanchas ardientes
 - Depósitos glaciales
- Depósitos fluvio-glaciales
- Depósitos fluviales
- Suelos.

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables; estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidas a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

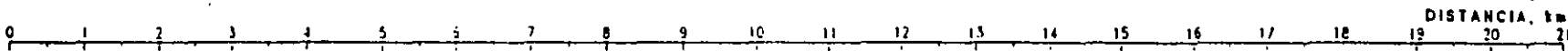
Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvio-glaciales. Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

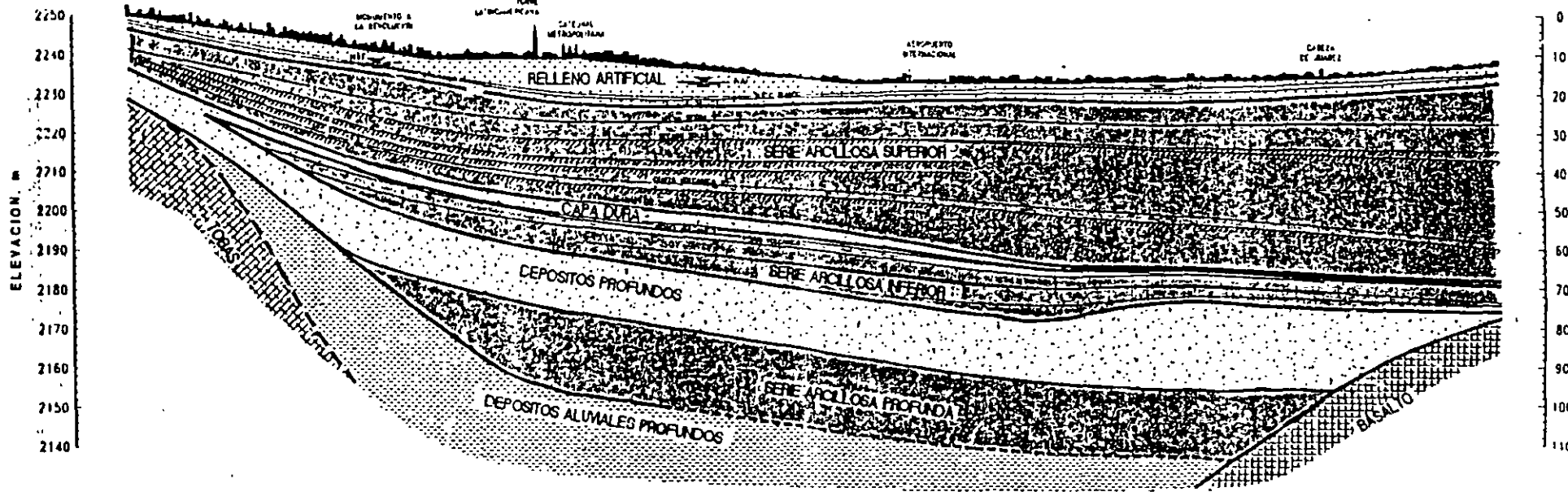
Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle (fig. 16), formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

← PONIENTE

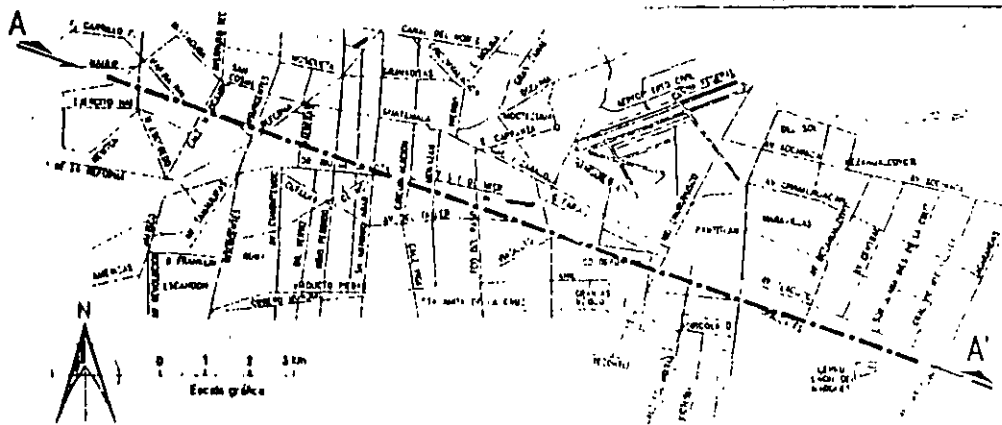
ORIENTE →



ZONA DE TRANSICION — LAGO CENTRO — ANTICUA TRAZA — LAGO CENTRO — ZONA DE LAGO VIRGEN



CORTE A - A'



PERFIL ESTRATIGRAFICO CIUDAD DE MEXICO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

INTERACCION ESTATICA SUELO - ESTRUCTURA

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

Agustín Deméneghi Colina

Profesor del Departamento de Geotecnia, Facultad de Ingeniería, UNAM

RESUMEN: Se presenta una breve descripción de los métodos de interacción estática suelo - estructura que se han desarrollado en la República Mexicana hasta la fecha. Se comenta sobre la necesidad de tomar en cuenta la variación de las propiedades de los materiales que forman la estructura y el terreno de cimentación. Se presentan algunas aplicaciones de la interacción estática suelo - estructura.

1. INTRODUCCIÓN.

La cimentación de estructuras sobre suelos de mediana a alta compresibilidad plantea el problema de determinar los hundimientos totales diferenciales, así como los elementos mecánicos (momento flexionante , fuerza cortante y fuerza normal), tanto en la estructura, ocasionada por los hundimientos del terreno de cimentación. Estos valores dependen por un lado de la compresibilidad del subsuelo y por otro lado de la rigidez de la estructura . Tomando en cuenta que con frecuencia en los análisis estructurales se considera a la estructura empotrada o articulada en su cimentación, o si se trata de una losa de apoyo se supone una presión de contacto uniforme, o que el cálculo de hundimientos del terreno de cimentación se realiza considerando la estructura de cimentación totalmente flexible, lo cual suele distar bastante de la realidad, se ve clara la necesidad de desarrollar métodos que tomen en cuenta los efectos de los hundimientos y que, al mismo tiempo, permitan calcular los valores de estos últimos. A estas técnicas es lo que se denomina interacción estática suelo - estructura.

Por lo tanto, el propósito de la interacción estática suelo - estructura es llevar a cabo un análisis estructural tomando en cuenta el efecto de la rigidez del terreno de cimentación. La interacción suelo - estructura proporciona los diagramas de hundimientos diferenciales y de reacción del terreno de cimentación (véanse las fig. 11 y 12), lo que permite determinar los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante en la estructura de cimentación, considerando la influencia de la rigidez del suelo de cimentación, lo que conduce a un diseño racional de dicha subestructura. Algunos procedimientos de interacción consideran también el efecto de la superestructura, con lo que se conoce además el efecto de la rigidez del terreno en los elementos mecánicos de toda la estructura.

En este trabajo se presenta una breve descripción de los métodos de interacción estática que se han desarrollado hasta la fecha en la república Mexicana, así como algunas de sus aplicaciones: El lector que tenga interés en estudiar al detalle uno de los procedimientos de interacción puede consultar las referencias que se incluyen al final del texto.

Las características de la compresibilidad de los sedimentos del subsuelo de la ciudad de México ha dado lugar a que se desarrollen un buen número de métodos de interacción suelo - estructura, teniendo la mayoría de ellos una buena dosis de mérito. Se puede afirmar que nuestro país es inclusive uno de los pioneros en este campo de estudio.

En el inciso 2 se trató el problema de la interacción suelo estructura en cimentaciones someras, mientras que en el inciso 3 contiene algunas técnicas para cimentaciones profundas. En el inciso 4 se comenta sobre la importancia de considerar en la forma más realista posible las propiedades mecánicas a los materiales de estructura y terreno de cimentación. El inciso 5 trata de ciertas aplicaciones de la interacción estática suelo - estructura. Finalmente, en el inciso 6 se presentan las conclusiones de este trabajo.

Cabe aclarar que no en todas las cimentaciones surge el problema de considerar la rigidez del suelo. Por ejemplo, para niveles de carga medianos y suelos muy rígidos, los hundimientos del suelo son muy pequeños y no se requiere tomarlos en cuenta en el análisis estructural. En el diseño estructural de zapatas de dimensiones usuales, la diferencia entre una reacción uniforme y la reacción real es pequeña y queda cubierta por los factores de seguridad empleados para el diseño estructural. En consecuencia, la interacción se aplica sobre todo a estructuras cimentadas sobre suelos de mediana a alta compresibilidad, en los que los asentamientos diferenciales tienen importancia en el comportamiento de dichas estructuras..

2. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN CIMENTACIONES SOMERAS

2.1 Métodos de interacción suelo-estructura

Existen varios métodos para llevar a cabo la interacción estática suelo - estructura. A continuación describimos brevemente algunos de ellos.

En 1956, Samuel Chamecki, profesor de ingeniería estructural de la Universidad de Paraná, en Brasil, presenta uno de los primeros procedimientos para tomar en cuenta en forma racional la interacción suelo - estructura, aplicable a vigas y a marcos estructurales (Chamecki, 1956). Trata el caso de una viga con tres apoyos, desplantada en un suelo con estrato de arcilla compresible, resuelve el problema utilizando unos coeficientes de transferencia de carga (que equivalen a la matriz de rigideces de la estructura) en la viga, y considerando una arcilla normalmente consolidada, en la que se conoce su índice de compresibilidad. Estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre viga y suelo, resuelve el problema en forma explícita. A continuación trata el caso de marcos estructurales, y debido a que las relaciones esfuerzo - deformación unitaria en los suelos son no lineales, propone un procedimiento iterativo para la solución del problema, usando los coeficientes de transferencia de carga en la estructura y calculando los hundimientos del suelo por procedimientos usuales. Los valores de los asentamientos en las aproximaciones sucesivas oscilan alrededor de un valor medio y tienden a él. Para evitar un gran número de iteraciones, se aplica una corrección después de la primera iteración, calculando las cargas en las columnas con un promedio de los asentamientos obtenidos. En la mayoría de los casos prácticos no hay necesidad de correcciones adicionales para alcanzar la convergencia del procedimiento (Chamecki, 1956).

Otro procedimiento es el de Flores Victoria (1968), en el que para resolver el problema de la interacción suelo - estructura se establece la siguiente ecuación matricial.

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P} + \underline{E}_c \underline{P}_c - \underline{E} \underline{Q} \quad (1)$$

donde:

\underline{K} = matriz rigidez del conjunto superestructura cimentación.

$\underline{\delta}$ = vector de asentamientos de los nudos de la cimentación, los cuales deben ser iguales a los de las bases de las columnas inferiores de la superestructura.

\underline{E}_c = matriz de transmisión de peso propio de traveses a cargas en nudos.

\underline{P}_c = cargas debidas al peso propio de traveses.

\underline{E} = matriz de transmisión de cargas del suelo a los nudos de la cimentación.

\underline{Q} = cargas que la cimentación aplica al suelo.

Los movimientos del suelo están dados por

$$\underline{F}_s \underline{Q}_s = \underline{\delta}_s \quad (2)$$

donde:

\underline{Q}_s = cargas aplicadas al suelo.

\underline{F}_s = matriz de flexibilidad del suelo, que es función no lineal de \underline{Q}_s .

$\underline{\delta}_s$ = vector de movimientos verticales de la superficie del suelo.

Suponiendo que la cimentación no se despega del suelo, las cargas \underline{Q} sobre la cimentación deben ser iguales a las cargas \underline{Q}_s . Los hundimientos $\underline{\delta}$ de la cimentación deben ser iguales a los del suelo, por lo que la ec. 2 puede escribirse

$$\underline{F}_s \underline{Q} = \underline{\delta}$$

En la superestructura y cimentación de la ec. 1 debe tenerse

$$\underline{K} \underline{\delta} = \underline{P}_T - \underline{E} \underline{Q} \quad (3)$$

donde

$$\underline{P}_T = \underline{P} + \underline{E}_c \underline{P}_c$$

Son las cargas del edificio sobre los nudos de la cimentación, junto con su peso propio. Las ecs. 2 y 3 dan un planteamiento que en forma directa permite obtener como solución los asentamientos $\underline{\delta}$ del suelo y cimentación juntos, así como las fuerzas de contacto \underline{Q} . Para ello se requieren como datos las matrices \underline{K} y \underline{E} , y el vector \underline{P}_T , junto con las propiedades del suelo, localización y tamaño de las áreas rectangulares asociadas a cada \underline{Q} . Para conocer momentos, cortantes, fuerzas normales en columnas, etc., faltará calcular el efecto que producen $\underline{\delta}$ y \underline{Q} en el edificio y sumarlo con el efecto de las cargas verticales \underline{P} y \underline{P}_c .

La solución del problema se lleva a cabo sustituyendo la ec. 2 en la ec. 3

$$\underline{K E_s} \underline{Q} = \underline{P_T} - \underline{E} \underline{Q}$$

de donde

$$(\underline{E} + \underline{K E_s}) \underline{Q} = \underline{P_T}$$

Finalmente

$$\underline{Q} = (\underline{E} + \underline{K E_s})^{-1} \underline{P_T}$$

Conociendo \underline{Q} , con la ec. 2 se obtiene $\underline{\delta}$. No es posible despejar $\underline{\delta}$ de la ec. 3 porque no existe la inversa de \underline{K} .

Flores Victoria señala que la matriz $\underline{E_s}$ es función no lineal de \underline{Q} , lo que no permite resolver el problema directamente, sino que se requiere acudir a métodos iterativos.

Operando con las ecuaciones matriciales anteriores, el método iterativo tiene la interpretación física de aplicar una distribución de presiones al suelo $Q^{(n)}$, y calcular asentamientos del suelo, con esos asentamientos determinar el estado de cargas que deben tener la estructura como reacción del suelo. Esa reacción se vuelve a aplicar al suelo, y así sucesivamente, hasta lograr la convergencia; esta interpretación es debida a Chamocki (1956).

De acuerdo con Flores Victoria (1968), este procedimiento es divergente para suelos compresibles, como el de la Ciudad de México, o para cimentaciones excesivamente rígidas. Esto lleva a usar un criterio de interpolación para lograr y acelerar la convergencia, el cual se basa en el concepto físico de permitir que $Q^{(n)}$ se modifique en un porcentaje razonable en cada ciclo, y difiera de $Q^{(n-1)}$.

El método de Flores Victoria se aplica con un programa de computadora, el cual proporciona los elementos mecánicos correspondientes.

En un trabajo posterior (Flores Victoria y Esteva, 1970) presentan además un procedimiento simplificado en el que se considera lo siguiente:

- El suelo es un medio elástico lineal semiinfinito.
- Cimentación rectangular con una red ortogonal de trabes
- No se toma en cuenta la rigidez de la superestructura

Para las condiciones mencionadas, y empleando valores normalizados, los autores proporcionan los valores de los asentamientos de la estructura y de las reacciones del terreno sobre la misma. Estos resultados los presentan en forma tabular.

Los resultados del trabajo de Flores Victoria y Esteva (1970) son los que se emplean en las Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1976 y el manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de electricidad de 1980. Sin embargo, en las primeras no se incluye el cálculo de la magnitud de las reacciones del suelo de cimentación.

Para tomar en cuenta el comportamiento no lineal del suelo, Damy et al (1977) presentan un método incremental, que consiste en suponer que el vector de cargas se aplica gradualmente al conjunto en incrementos, siendo los incrementos suficientemente pequeños para que el sistema responda linealmente, con rigideces iguales a los valores tangentes que corresponden al estado de esfuerzos existentes al iniciar la aplicación de los incrementos. Al aplicar el último incremento deben satisfacerse las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones entre estructuras y suelo.

Por su parte, Esteva et al (1977) proponen dos procedimientos de interacción. El primero es a base de aproximaciones sucesivas, y consiste en suponer inicialmente que la distribución de presiones en el terreno es igual a la de las cargas aplicadas sobre el sistema estructural; con las reacciones y la correspondiente matriz secante de flexibilidades del suelo se obtiene una estimación de los desplazamientos del suelo, y una estimación de las deformaciones de la estructura, empleando matrices secantes de rigideces de la estructura y de flexibilidades del suelo. El proceso se repite un número de veces tal que los valores de los desplazamientos del suelo sean suficientemente parecidos en dos estimaciones sucesivas. El segundo método es un procedimiento incremental aproximado, que consiste en aplicar gradualmente la carga total en incrementos; en cada incremento se efectúa un ciclo semejante al del procedimiento de aproximaciones comentado ante, el resultado de dicho ciclo iterativo se toma como punto de partida para la aplicación de otro incremento de carga. Los autores proponen dos criterios alternativos: en el primero se logra el equilibrio al final de cada ciclo, pero no se logra la compatibilidad entre las deformaciones de la estructura y las del suelo; en el segundo se alcanza dicha compatibilidad, pero a costa de un desequilibrio: Por lo anterior, en ambos casos debe hacerse una corrección en el siguiente ciclo (Esteva et al, 1977).

El Dr. Leonardo Zeevaert (1973, 1980, 1983) ha trabajado profusamente en el desarrollo de métodos de interacción suelo - estructura. El método que utiliza consiste en formar la ecuación matricial de asentamientos o hundimientos (EMA), que relaciona los asentamientos del suelo en función de cargas aplicadas en la superficie:

$$\underline{\delta} = \underline{D} \underline{q}$$

donde:

$\underline{\delta}$ = vector de asentamientos en le contacto cimentación suelo.

\underline{D} = matriz de asentamientos ocasionados por presiones unitarias.

\underline{q} = vector de cargas aplicadas en el contacto cimentación - suelo.

Para la formación de la matriz \underline{D} se emplea el concepto de valor de influencia, que es el esfuerzo ocasionado por una presión unitaria en la superficie, lo que facilita de manera importante la determinación de los elementos de la matriz \underline{D} .

A continuación se forma la ecuación matricial de interacción (EMI 9 , que relaciona las deformaciones de la estructura con las cargas que le transmite el suelo:

$$\underline{S} \underline{X} = \underline{\Delta}$$

donde:

\underline{S} = matriz de flexibilidades del suelo

\underline{X} = vector de cargas del suelo sobre la estructura

$\underline{\Delta}$ = vector de deformaciones de la estructura

La interacción de la estructura de cimentación con el suelo depende del valor de módulo de cimentación por área tributaria K , definido como el cociente de la carga sobre el suelo (en unidades de fuerza) entre la deformación que produce. Debe notarse en la ecuación EMI que los valores del vector de deformaciones de la estructura $\underline{\Delta}$ son función del módulo K por área tributaria (Zeevaert 1980). Si los valores de k fuesen independientes entre si, la ecuación matricial EMI daría los resultados definitivos de las reacciones incógnitas. Sin embargo, la hipótesis anterior no es exacta porque la masa del suelo debe considerarse como un medio continuo, donde los valores de K_i para los diferentes puntos considerados no son independientes entre si y dependen de la distribución de esfuerzos de contacto con la estructura de cimentación. La interacción correcta entre la estructura de cimentación y la masa del suelo se obtiene utilizando las reacciones X_i obtenidas por EMI, en la ecuación matricial de hundimientos EMA, obteniéndose los desplazamientos verticales δ_i que proporcionan valores del módulo de cimentación iguales a los usados en la ecuación matricial de interacción EMI, $K_i = X_i / \delta_i$. Si los valores encontrados en esta forma no concuerdan con los utilizados inicialmente, no se tendrá la interacción correcta, ya que los módulos de cimentación no fueron correctamente elegidos, por lo cual será necesario utilizar la ecuación matricial EMA para conciliar este problema: Así pues, se deduce que las ecuaciones matriciales EMA y EMI quedan ligadas por los valores de K_i , los cuales son únicos para la solución de cada problema en particular y dependen de la distribución de las reacciones del suelo sobre la estructura de cimentación, rigidez de ésta y la de posición de las cargas que actúan sobre ella (Zeevaert, 1980).

Es posible hallar una matriz única de interacción para resolver el problema sin realizar iteraciones y obtener los resultados más precisos (Zeevaert, 1983). La nueva ecuación matricial se denomina ecuación matricial de interacción suelo - estructura (EMISE), mediante el empleo de la cual no se necesitan iteraciones para resolver el problema de interacción.

El procedimiento de Zeevaert (1980) se puede aplicar a cimentaciones compensadas, tomando en cuenta el efecto de las condiciones hidráulica en la interacción suelo - estructura.

Otro procedimiento de interacción estática suelo - estructura es el que propone Deméneghi (1979,1983, 1985), el cual considera a las reacciones del terreno como un sistema de cargas sobre la estructura, asemejándolas durante el proceso de análisis como incógnitas. El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, pero el problema no se puede resolver en esta etapa porque sobran incógnitas, ya que se están agregando al vector de cargas las reacciones del suelo que no se conocen: las ecuaciones faltantes las proporciona el análisis de hundimientos del terreno de cimentación, en el que se obtienen las deformaciones del suelo en función de las cargas sobre el mismo (estas cargas son iguales y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton), en esta etapa se hace uso del concepto de valores de influencia de Zeevaert (1980), lo que facilita la determinación de los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre el mismo

(recuérdese que las cargas sobre el suelo no se conocen). Las deformaciones del suelo se sustituyen en las ecuaciones obtenidas inicialmente con el método de rigideces, lo que permite resolver el problema en forma directa, sin necesidad de iteraciones. Con este procedimiento se obtienen los diagramas de deformaciones y de reacciones del suelo, en el contacto entre éste y la estructura de cimentación. Este procedimiento tiene la ventaja de que se puede tomar en cuenta el número de pisos que se desee de la superestructura, así como de que se puede programar en una computadora con relativa facilidad.

El método de Sánchez Martínez y Enríquez (1982) se emplea en cimentaciones someras y consiste en realizar un análisis del conjunto suelo - estructura como un sistema estructural único que se resuelve utilizando el método general de las rigideces. Cabe aclarar que es un método no iterativo.

El procedimiento consiste en considerar al suelo sustituido por una serie de resortes, en los que el módulo de reacción o la constante de cada resorte depende de toda la masa del suelo, es decir, no se consideran los resortes independientes entre si, como se verá más adelante.

Se establece primero la matriz de rigideces de la estructura a partir de I de sus miembros.

Las reacciones del suelo se toman en cuenta a través de resortes que se conectan con la cimentación de la estructura.

A continuación se obtiene la matriz de rigideces del suelo. Esta se determina dando desplazamientos verticales con valor unitario a cada uno de los resortes que lo idealizan y calculando las fuerzas que aparecen por este efecto en todos ellos. Al dar un desplazamiento unitario en un resorte aparecen fuerzas no solo en el propio resorte, sino también en todos los demás, ya que ellos deben considerarse ligados de alguna forma por pertenecer a un medio continuo. Lo mismo sucede al aplicar sucesivamente desplazamientos unitarios en los demás resortes. El cálculo de la matriz de rigideces del suelo es en general laborioso y algo complicado; sin embargo, se puede determinar dicha matriz en forma indirecta, teniendo en cuenta que la matriz de rigideces es la inversa de la de flexibilidades.

Las expresiones generales que se usan son:

$$\underline{\delta} = \underline{S}_T^{-1} \underline{A} \quad (4)$$

donde:

$\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos desconocidos

\underline{A} = vector de acciones

\underline{S}_T^{-1} = Inversa de la matriz de rigideces del sistema

Además

$$\underline{S}_T = \underline{S}_E + \underline{S}_S$$

siendo

\underline{S}_E = matriz de rigideces de la estructura

\underline{S}_S = matriz de rigideces del suelo

La matriz de rigideces se obtiene en función de las de sus i miembros, como es usual en el análisis estructural usando computadoras.

La matriz de flexibilidades del suelo puede calcularse fácilmente determinando los hundimientos del terreno debidos a la aplicación de fuerzas unitarias: Sánchez Martínez y Enríquez emplean el procedimiento de Zeevaert (1980) para alcanzar este propósito. Llamando \underline{F}_s a la matriz de flexibilidades, la matriz de rigideces del suelo vale

$$\underline{S}_S = \underline{F}_s^{-1}$$

La matriz global del sistema estructura - suelo vale

$$\underline{S}_T = \underline{S}_E + \underline{S}_S$$

Aplicando la ec. 4 se determinan los desplazamientos de la estructura y del suelo.

Los elementos mecánicos en los miembros se hallan a partir de sus matrices de rigidez, mientras que las fuerzas en el suelo se obtienen empleando la matriz de rigideces del suelo.

Para utilizar el procedimiento anterior los autores han desarrollado un programa de computadora.

El método Sánchez Martínez y Enríquez es general, como lo es el método de las rigideces del análisis estructural en que se basa. Se puede considerar no solo la estructura de cimentación, sino también la superestructura total del edificio, sin más limitaciones que la capacidad de la computadora que se emplee.

También el procedimiento se puede aplicar a la solución de estructuras de retículas de cimentación, constituidas por trabes horizontales en dos sentidos perpendiculares: el área de cimentación se divide en una serie de áreas tributarias que corresponden a las columnas y se considera en el centro de cada una de ellas los resortes que idealizan al terreno, y con cuyo comportamiento se establece la matriz de flexibilidades del suelo.

Los autores comentan que el problema podría atacarse utilizando algunos de los programas conocidos de análisis estructural, tomando del programa la matriz de rigideces de la estructura en estudio, modificándola para incluir los términos que representan el comportamiento del suelo e insertando nuevamente en el programa la matriz corregida.

Una propuesta de colaboración geotecnista estructurista en el cálculo de interacción suelo - estructura es la que presentan Ellsteiny Granados (1988), que deja a cada especialista la labor que le corresponde. El ingeniero de geotecnia obtiene la matriz de

deformaciones del suelo en función de las características geométricas del proyecto y de un vector cualquiera de cargas bajadas por las columnas; la matriz de influencias en el suelo es invariable, así como el conjunto de curvas de compresibilidad; al variar el vector de cargas cambian los asentamientos, pero el nuevo cálculo se lleva a cabo con las mismas matrices de características del subsuelo. La estructura se representa mediante una parrilla de contratrabes, con las cargas y reacciones perpendiculares a su plano; su rigidez es la propia de las contratrabes de la subestructura, más un cierto incremento calculado o estimado de la contribución de la estructura a tal rigidez. Se conocen las cargas en las columnas y con ellas se calculan los asentamientos S_i del suelo, suponiendo una rigidez nula de la estructura, de tal manera que pueden calcularse las constantes K_i de unos resortes virtuales localizados bajo los nudos de la parrilla; estos resortes son de Winkler en apariencia, pero en realidad están relacionados entre sí al tomar en cuenta la influencia de los asentamientos del suelo en los valores de K_i . Con la ayuda de un programa de computadora se aplican las cargas sobre la estructura, colocándose los resortes virtuales bajo los nudos para proveer las reacciones. El análisis arroja como resultado las fuerzas en los resortes contra los nudos, R_i , y sus deformaciones s_i ; se especifica la diferencia máxima permisible entre s_i (suelo) y s_i (resorte), por ejemplo 5%; si no se cumple esta diferencia, hay que calcular nuevos asentamientos s_i , utilizando un nuevo vector de presiones determinado con los valores de las reacciones R_i y con ellos establecer los nuevos valores de las constantes K_i , iterando para obtener las nuevas deformaciones de los resortes s_i , y así hallar las diferencias $s_i - s_i$. El proceso debe ser rápidamente convergente para la mayoría de los casos, obteniéndose finalmente la configuración real de asentamientos por efecto de la rigidez de la estructura. El geotecnista proporciona al estructurista los archivos de datos con las matrices de propiedades del suelo y coeficientes de influencia, para que éste pueda llevar a cabo las iteraciones necesarias entre estructura y suelo (Ellstein y Granados, 1989).

Un enfoque novedoso que trata la interacción suelo - estructura en sus etapas de análisis y diseño (Moreno, 1990) comprende una serie de opciones como considerar las características del suelo a partir del módulo de cimentación, características de la estructura, determinación de los elementos mecánicos (deflexiones, momento flexionante, giros, fuerza cortante), presentando éstos en forma de gráficas en pantalla o en impresora a escala. La ventaja de este enfoque es que se simplifica la presentación de resultados, y que comprende en forma integral las etapas de análisis y diseño de la estructura de cimentación, ahorrando considerable tiempo al ingeniero que realiza el cálculo correspondiente (Moreno, 1990).

La interacción suelo - estructura se puede atacar utilizando el método del elemento finito (Zienkiewicz, 1977) en el terreno de cimentación. El inconveniente de esta técnica es que el número de datos y de operaciones es muy alto, y usualmente se requiere el uso de computadoras de gran capacidad.

2.2. Interacción suelo - estructura considerando el asentamiento y el giro de zapatas aisladas.

El método de rigideces del análisis estructural establece que se debe satisfacer el equilibrio de momentos flexionantes en los nudos y el equilibrio de fuerzas cortantes en los ejes de las barras de la estructura. Esta condición se puede poner en forma matricial de la siguiente forma:

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}_o + \underline{P}_c = 0 \quad (5)$$

El significado de las cantidades de la ec. 5 se presenta en los siguientes párrafos.

\underline{K} es la matriz de rigideces de la estructura, dada por la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras, es decir

$$\underline{K} = \Sigma \underline{K}_i \quad (6)$$

donde \underline{K}_i es la matriz de rigidez de cada barra. A manera de ejemplo, en una barra con apoyos continuos (fig. 1), la matriz de rigidez vale

$$\underline{K}_i = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s \\ 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \end{matrix} \quad (7)$$

$\underline{\delta}$ es el vector de desplazamientos de la estructura, y esta formado por los desplazamientos angulares (giros) de los nudos de la estructura y los desplazamientos lineales de los ejes de la estructura.

\underline{P}_o es el vector de carga de empotramiento, formado por los momentos y cortantes de empotramiento que transmiten las barras sobre los nudos de la estructura.

\underline{P}_c es el vector de cargas externas concentradas, formado por los momentos concentrados sobre los nudos de la estructura y las fuerzas concentradas que actúan sobre los ejes de la estructura.

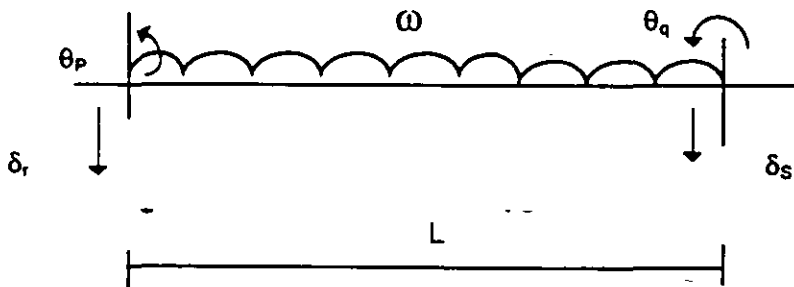


FIG. 1 GRADOS DE LIBERTAD DE UNA BARRA

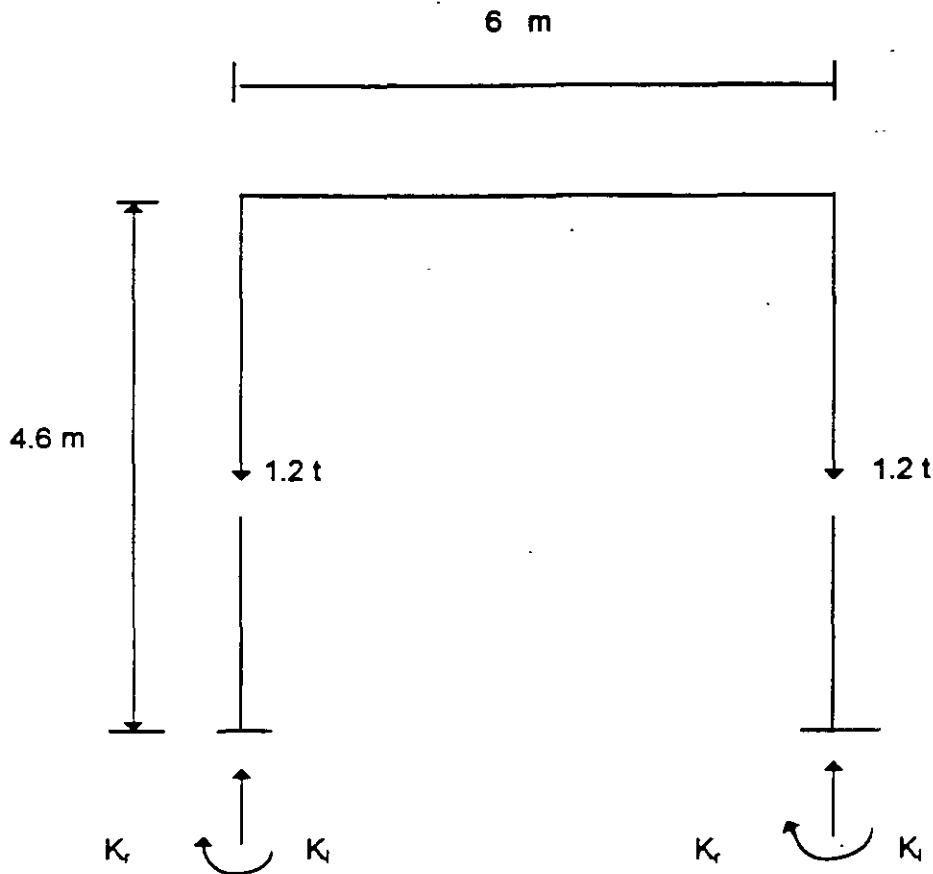


FIG. 2 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Quando una estructura a base de zapatas aisladas sufre desplazamientos debidos a la deformabilidad del terreno de cimentación se generan en la cimentación acciones que se pueden determinar usando los conceptos rigidez angular K_r y rigidez lineal K_l del terreno de cimentación. Se define la rigidez angular como el cociente del momento M que actúa sobre una zapata y el giro en radianes θ que sufre esta zapata:

$$K_r = M / \theta \quad (8)$$

La rigidez lineal se define como el cociente entre la carga vertical Q que actúa sobre una zapata y el desplazamiento vertical δ que sufre la zapata:

$$K_l = Q / \delta \quad (9)$$

Los valores de K_r y K_l dependen de las propiedades de deformación del suelo.

De las ecs 8 y 9 se obtienen en el momento y la carga vertical debidas a la reacción del suelo sobre la estructura:

$$M = K_r \theta \quad (10)$$

$$Q = K_r \theta \quad (11)$$

Conociendo los valores de K_r y K_l de un suelo, se pueden calcular los giros y los desplazamientos verticales que sufre una estructura cimentada sobre zapatas aisladas, si a la deformabilidad del terreno se pueden incorporar, con relativa facilidad, en el vector de cargas concentradas sobre la estructura \underline{P}_c .

Este procedimiento lo vamos a ilustrar mediante un ejemplo muy sencillo, como el mostrado en la fig. 2, en el que vemos que las cargas sobre la estructura son la repartida de 1.54 t/m, las concentradas sobre las columnas de 1.2 t y las debidas a la rigidez angular y lineal de las zapatas de cimentación. En la estructura:

Módulo de elasticidad del concreto	2 214 000 t / m ²
Momento de inercia de las columnas	0.000675 m ⁴
Momento de inercia de las trabes	0.0054 m ⁴

En el terreno de cimentación

$$K_l = 1880 \text{ t / m} \quad K_r = 720 \text{ t.m / rad}$$

A continuación presentamos el análisis detallado de la estructura.

Iniciamos numerando las barras y los grados de libertad de la estructura, los cuales se muestran en la fig. 3. Las cargas sobre la estructura, correspondientes a los grados de libertad definidos, se aprecian en la fig. 4. Con estos datos podemos formar las cantidades que aparecen en la ecuación matricial 5.

a) Vector de desplazamientos

El vector de desplazamientos vale (fig. 3)

$$\underline{\delta} = \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{Bmatrix}$$

b) Matriz de rigideces

para formar la matriz de rigideces de la estructura usamos la ec 6. Empezamos por visualizar los grados de libertad de cada barra

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s
1	θ_5	θ_3	-	-
2	θ_6	θ_4	-	-
3	θ_5	θ_6	δ_1	δ_2

A continuación, aplicando la ec 6 formamos la matriz de rigidez de cada barra:

$$\underline{K}_1 = \begin{bmatrix} & \theta_5 & & & \\ & 1299.52 & 649.76 & & \\ & 649.76 & 1299.52 & & \\ & & & & \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{K}_2 = \begin{bmatrix} & \theta_6 & & & \\ & 1299.52 & 649.76 & & \\ & 649.76 & 1299.52 & & \\ & & & & \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_6 \\ \theta_4 \end{matrix}$$

$$\underline{K}_3 = \begin{bmatrix} & \theta_5 & & \theta_6 & & & & \\ & 7970.4 & 3985.2 & -1992.6 & 1992.6 & & & \\ & 3985.2 & 7970.4 & -1992.6 & 1992.6 & & & \\ & -1992.6 & -1992.6 & 664.2 & -664.2 & & \delta_1 & \\ & 1992.6 & 1992.6 & -664.2 & 664.2 & & \delta_2 & \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

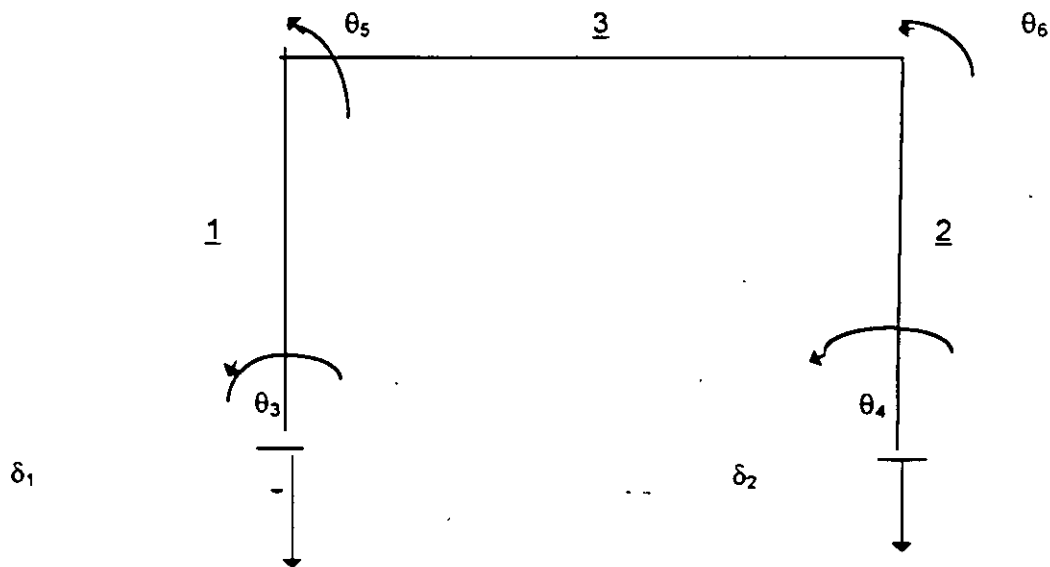


FIG. 3 NUMERACIÓN Y GRADOS DE LIBERTAD DE LA ESTRUCTURA

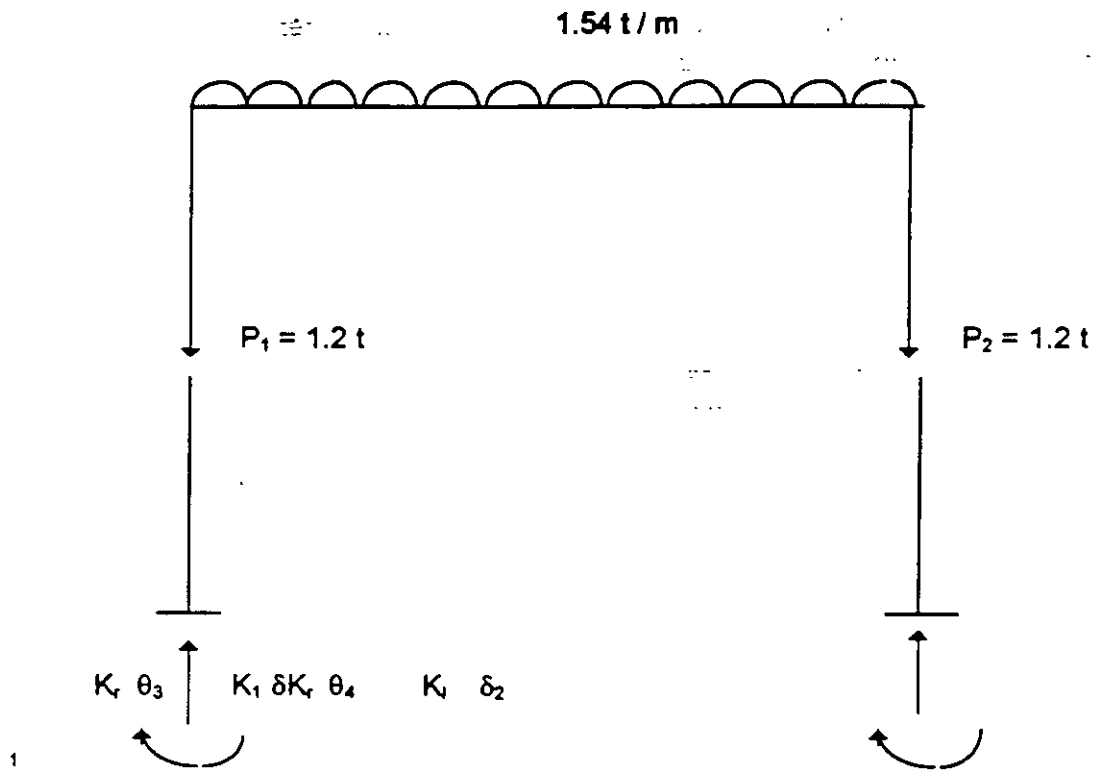


FIG. 4 SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

$$K = \sum K_j = K_1 + K_2 + K_3$$

δ_1	δ_2	θ_3	θ_4	θ_5	θ_6	
------------	------------	------------	------------	------------	------------	--

$$K = \begin{bmatrix} 664.2 & -664.2 & 0 & 0 & -1992.6 & -1992.6 \\ -664.2 & 664.2 & 0 & 0 & 1992.6 & 1992.6 \\ 0 & 0 & 1299.52 & 0 & 649.76 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1299.52 & 0 & 649.76 \\ -1992.6 & 1992.6 & 649.76 & 0 & 9269.92 & 3985.2 \\ -1992.6 & 1992.6 & 0 & 649.76 & 3985.2 & 9269.92 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

c) Vector de cargas de empotramiento

$$P_c = \begin{Bmatrix} -wL/2 \\ -wL/2 \\ 0 \\ 0 \\ wL^2/12 \\ -wL^2/12 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -4.62 \\ -4.62 \\ 0 \\ 0 \\ 4.62 \\ -4.62 \end{Bmatrix}$$

d) Vector de cargas concentradas

$$\underline{P}_c = \begin{Bmatrix} -1.2 + 1880 \delta_1 \\ -1.2 + 1880 \delta_2 \\ 720 \theta_3 \\ 720 \theta_4 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Sustituyendo valores en la ec 5

$$664.2 \delta_1 - 664.2 \delta_2 - 1922.6 \theta_5 - 1992.6 \theta_6 - 4.62 - 1.2 + 1880 \delta_1 = 0$$

$$-664.2 \delta_1 + 664.2 \delta_2 + 1992.6 \theta_5 - 1992.6 \theta_6 - 4.62 - 1.2 + 1880 \delta_2 = 0$$

$$1299.52 \theta_3 + 649.76 \theta_5 + 0 + 720 \theta_3 = 0$$

$$1299.52 \theta_4 + 649.76 \theta_6 + 0 + 720 \theta_4 = 0$$

$$-1992.6 \delta_1 + 1992.6 \delta_2 + 649.76 \theta_3 + 9269.92 \theta_5 + 3985.2 \theta_6 + 4.62 + 0 = 0$$

$$-1992.6 \delta_1 + 1992.6 \delta_2 + 649.76 \theta_4 + 3985.2 \theta_5 + 9269.92 \theta_6 - 4.62 + 0 = 0$$

Por simetría

$$\delta_1 = \delta_2, \theta_3 = -\theta_4, \theta_5 = -\theta_6$$

Por lo tanto

$$-5.82 + 1880 \delta_1 = 0$$

$$2019.52 \theta_3 + 649.76 \theta_5 = 0$$

$$649.76 \theta_3 + 5284.72 \theta_5 + 4.62 = 0$$

Resolviendo el sistema

$$\delta_1 = 0.003096 \text{ m}$$

$$\theta_3 = 0.0002929$$

$$\theta_5 = -0.0009102$$

El momento que llega a la cimentación se puede obtener multiplicando el giro respectivo por su rigidez angular

$$M_3 = K_r \theta_3 = 720 (0.0002929) = 0.211 \text{ t.m}$$

La carga vertical sobre la zapata es igual al desplazamiento vertical por la rigidez lineal

$$P_1 = K_1 \delta_1 = 1880 (0.003096) = 5.82 \text{ t}$$

También se pueden hallar las acciones que transmite la estructura a la zapata, empleando las siguientes expresiones, que proporcionan los elementos mecánicos que transmite una barra sobre el nudo

$$M_p = M_{ep} + 4 EI \theta_p / L + 2 EI \theta_q / L - 6 EI \delta_r / L^2 + 6 EI \delta_s / L^2 \quad (12)$$

$$M_q = M_{eq} + 2 EI \theta_p / L + 4 EI \theta_q / L - 6 EI \delta_r / L^2 + 6 EI \delta_s / L^2 \quad (13)$$

$$V_r = V_{er} - 6 EI \theta_p / L^2 - 6 EI \theta_q / L^2 + 12 EI \delta_r / L^3 - 12 EI \delta_s / L^3 \quad (14)$$

$$V_s = V_{es} + 6 EI \theta_p / L^2 + 6 EI \theta_q / L^2 - 12 EI \delta_r / L^3 + 12 EI \delta_s / L^3 \quad (15)$$

donde M_{ep} , M_{eq} y V_{es} son los momentos y cortantes de empotramiento de barra sobre nudo.

Sustituyendo valores en las expresiones anteriores, para la barra 1 se halla el momento sobre la zapata (ec 13)

$$M_q = M_B = - 0.211 \text{ t.m}$$

Con la barra 3 se obtiene el cortante sobre el nudo de la izquierda ec (14)

$$V_1 = 4.62 \text{ t}$$

La carga vertical sobre la zapata será la suma del cortante anterior y de la carga concentrada de 1.2 t. En consecuencia, la carga vertical sobre la zapata vale

$$\Sigma Q = 5.82 \text{ t}$$

El momento y la carga vertical sobre la zapata se emplean para la revisión de estabilidad por mecánica de suelos y para el diseño estructural de la zapata.

3 INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

3.1 Cimentaciones profundas sometidas a cargas verticales

Para el caso de cimentaciones profundas Zeevaert (1980) trata los dos siguientes casos:

I. Cimentaciones en que la punta de los pilotes o pilas queda firmemente apoyada en un depósito de muy baja compresibilidad y gran espesor (fig. 5).

II. Cimentaciones en que la punta de los pilotes o pilas queda firmemente apoyada en un estrato resistente de espesor limitado de baja compresibilidad, pero bajo el cual se localizan estratos compresibles (fig. 6).

El caso I se puede resolver considerando que cada pilote tiene un módulo de reacción K_i constante e independiente de los demás pilotes. Así, el problema se reduce al de una cimentación apoyada sobre resortes (uno por cada pilote), en que la constante de cada resorte es independiente del resto de los resortes. Además, si todos los pilotes tienen la misma sección y longitud, su número es igual en cada línea, y se considera un valor del módulo de deformación constante para el estrato resistente de apoyo de la punta de los pilotes, entonces K_i es igual para todos los pilotes (Zeevaert, 1980).

Cuando existe un depósito compresible subyaciendo al estrato resistente de apoyo (caso II. Fig. 6), el valor de K_i no se puede considerar constante para cualquier punto, ya que en este caso interviene la deformación de los estratos compresibles que suprayacen al estrato resistente donde apoyan los pilotes. Por lo tanto, será necesario emplear el procedimiento indicado en el inciso 2.1, es decir, determinar las ecuaciones matriciales EMA y EMI, con la consideración adicional de que el módulo de cimentación K_i hay que tomar en cuenta la deformación del estrato de apoyo del pilote (Zeevaert, 1980)

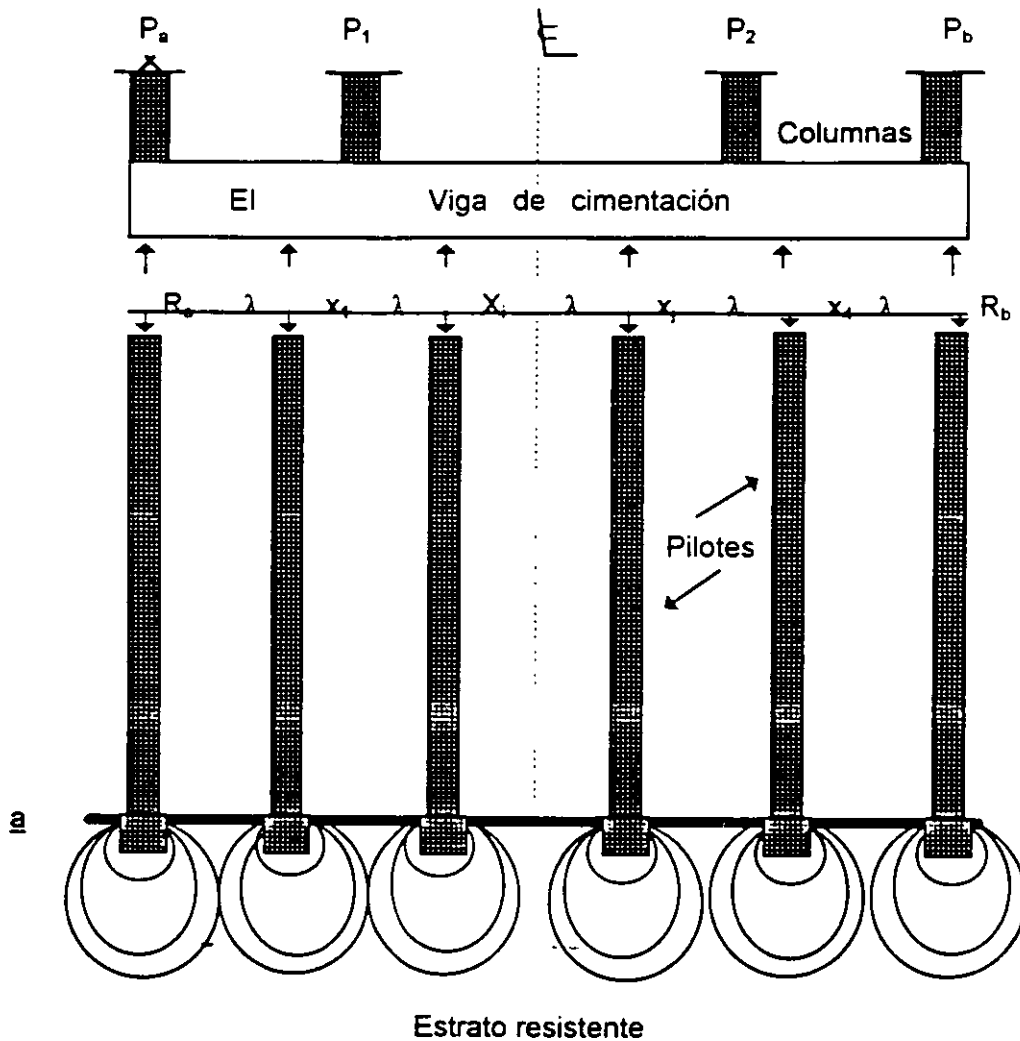


FIG. 5 CIMENTACIÓN CON PILOTES. CASO I
(ZEEVAERT, 1980)

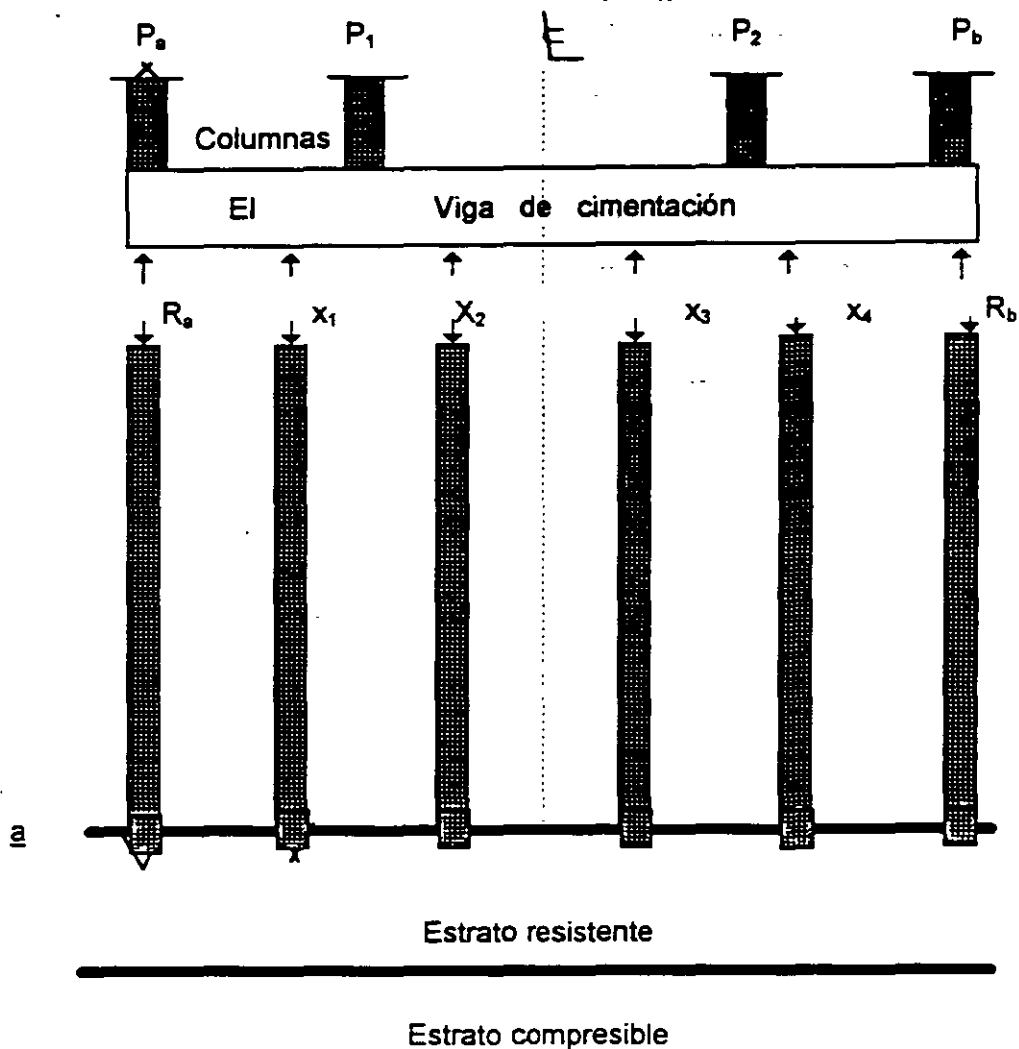


FIG. 6 CIMENTACIÓN CON PILOTES. CASO II
(ZEEVAERT, 1980)

3.2 Pilas o pilotes sujetos a cargas laterales

La construcción de estructuras marinas fuera de la costa (offshore structures) requiere el uso de cimentaciones profundas a base de pilas o pilotes, y ha propiciado el desarrollo de métodos de análisis para estos elementos. Sobre todo cuando están sometidos a fuerzas laterales debidas a atraque de embarcaciones o efectos de oleaje. Uno de los primeros trabajos en este sentido es el de Matlock y Reese (1961), en el que establecen que para una solución racional de la interacción suelo-estructura es necesario que tanto las condiciones de equilibrio estático como la compatibilidad de deformaciones se deben cumplir en todas las partes del sistema estructura-suelo. Usualmente tratan la estructura y los pilotes como elementos linealmente elásticos, pero comentan que las características del suelo son marcadas no linealmente; la solución al

problema se alcanza mediante repetidos cálculos con la teoría de la elasticidad, con los valores de la rigidez del suelo ajustándolos a cada iteración.

Las características fuerza - deformación del suelo se tratan con una familia de curvas del tipo " p - y " , como las mostradas en la fig. 7, las cuales se obtienen a partir de las propiedades de cada suelo.

Matlock y Reese (1961) consideran al pilote como una viga, en la que se debe de cumplir la ecuación diferencial

$$EI \frac{d^4}{dx^4} = p \quad (16)$$

En el suelo se requiere un módulo secante de deformación E_s (correspondiente al nivel de esfuerzo con el que se esté trabajando), el cual está dado por

$$E_s = -p / y \quad (17)$$

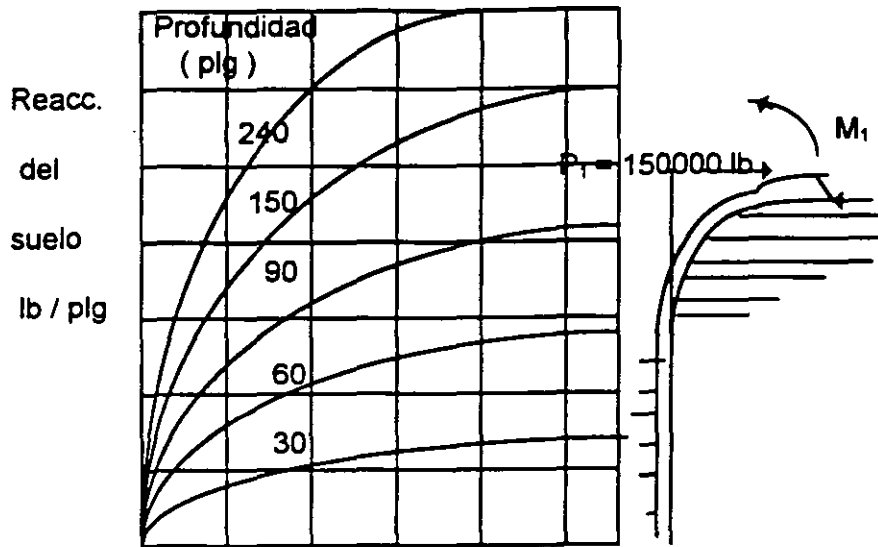
donde p es la reacción del suelo sobre el pilote, por unidad de longitud (t/m, por ejemplo), y " y " es el desplazamiento lateral del pilote. Combinando las ecs. 16 y 17 se obtiene la siguiente expresión

$$d^4 y / dx^4 + (E_s / EI) y = 0 \quad (18)$$

La solución de la ec 18 se lleva a cabo con dos procedimientos. El primero consiste en suponer que E_s es proporcional a la profundidad $E_s = k X$. Mediante sucesivas soluciones de la ecuación diferencial se va logrando que la elástica de viga se asemeje lo más posible a la curva p - y determinada a partir de las propiedades del suelo. Esto es necesario debido a las características no lineales de deformación del suelo. Estas soluciones se llevan a cabo con el auxilio de tablas y gráficas construidas ex - profeso para el caso.

El segundo procedimiento se emplea cuando se encuentran variaciones importantes en las propiedades del suelo, y cuando se requiere tomar en cuenta cambios en la rigidez del pilote, para lo cual se requiere el empleo de una computadora. Mediante soluciones sucesivas de la ecuación diferencial del pilote, haciendo repetidas referencias a la curva p - y del suelo, la computadora determina cada tramo elegido del pilote el valor del módulo de deformación del suelo que satisface las condiciones de compatibilidad y de equilibrio entre suelo, pilote y superestructura. Se toman en cuenta variaciones en las condiciones

de apoyo del pilote y el efecto de la posible socavación que se pudiera presentar en la parte superior del pilote. En la fig. 8 se presentan los resultados de la aplicación de los métodos usados por Matlock y Reese (1961).



y, deflexión lateral del pilote, plg

FIG. 7 CURVAS TÍPICAS p - y , DETERMINADAS PARA EL SUELO A DIFERENTES PROFUNDIDADES (MATLOCK Y REESE, 1961)

Momento flexionante, 10^6 plg . lb

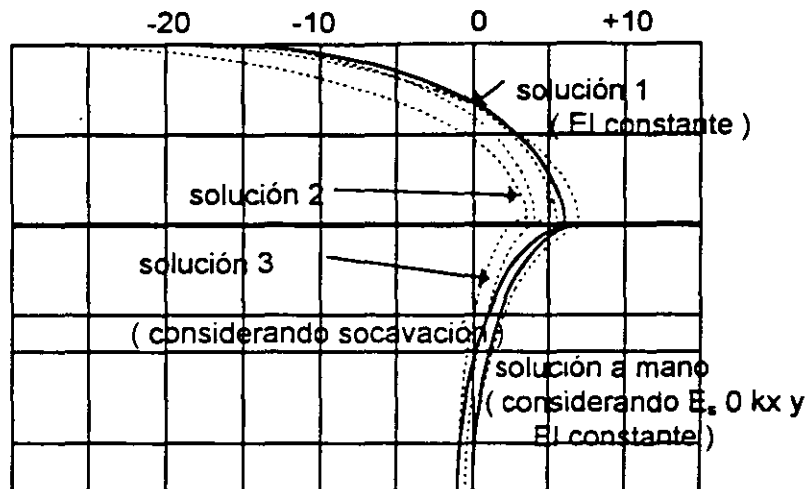


FIG. 8 COMPARACIÓN DE DIAGRAMAS DE MOMENTO FLEXIONANTE, DE LA SOLUCIÓN A MANO CON: (a) SOLUCIÓN 1, CON COMPUTADORA, AJUSTANDO LOS VALORES DE E_s CON LA PROFUNDIDAD, y (b) SOLUCIÓN 2, TOMANDO ADEMÁS EN CUENTA LA VARIACIÓN DE LA RIGIDEZ DEL PILETE CON LA PROFUNDIDAD (MATLOCK Y REESE, 1961)

Debido a las cargas laterales sobre los pilotes, en la parte superior se alcanza con frecuencia el rango de comportamiento plástico del suelo en las curvas p - y, razón por la cual se han desarrollado los métodos para tomar en cuenta el comportamiento del suelo cerca de la falla, tanto para arcillas blandas (Matlock, 1970), como para arenas (Reese et al, 1974). En ambos casos se ha comparado los resultados de las teorías con mediciones de campo y de laboratorio, obteniéndose en general acercamientos bastante satisfactorios a la realidad, sobre todo para fines prácticos.

También se ha empleado el método del elemento finito para tomar en cuenta, entre otros efectos, el desplazamiento relativo que puede ocurrir entre pilote y suelo durante la deformación lateral del elemento (Yegian y Wriqth, 1973). También se puede tomar en cuenta la influencia de dos o de tres pilotes cercanos entre si (Yegian y Wright, 1973); el número de pilotes a considerar es pequeño, dada la gran cantidad de elementos que se tendrían que trazar para un número mayor de pilotes.

Por su parte, Zeevaert (1980) presenta un método muy completo para el análisis de pilas o pilotes sujetos a cargas laterales. Considera cinco casos principales de análisis de una pila o pilote:

- i. Pilote libre de girar en sus extremos
- II. Pilote empotrado en la estructura de cimentación y libre de girar en al punta
- III. Pilote libre de girar en la cabeza y empotrado en la base
- IV. Pilote empotrado en ambos extremos con giro en la base
- V. Restricción parcial del giro en los extremos de una pila

Para la solución de estos problemas se emplea la Ecuación Matricial de Interacción Horizontal (HEMI), la cual depende de las condiciones de apoyo y de las características estructurales del pilote. Por otra parte, se obtiene la Ecuación Matricial de Desplazamientos Horizontales (HEMA), la cual es función de las propiedades de deformación del suelo, considerando la influencia entre las diferentes reacciones del suelo considerando la influencia entre las diferentes reacciones del suelo sobre el pilote con la masa de suelo, para lo que se emplea el módulo horizontal de cimentación K_h , definido de manera análoga a como se hizo en el inciso 2.1 de este trabajo. El procedimiento de Zeevaert (1980) para pilas o pilotes sometidos a cargas laterales es similar al descrito en el inciso 2.1, en el que se varían los valores de K_h mediante iteraciones hasta que se cumple la condición de compatibilidad de deformaciones entre pilote y suelo.

También se pueden combinar las matrices HEMI y HEMA, para hallar la matriz HEMISE, que permite resolver el problema de la interacción suelo - pilote sin necesidad de recurrir a iteraciones (Zeevaert, 1980). En las figs. 9 y 10 se presenta la aplicación sometida a una carga lateral de 10 t.

La publicación del Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes (1983), de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, contiene los valores de coeficientes de reacción horizontal K_h dados por Terzaghi (1955), para suelos sin y con cohesión, así como un procedimiento aproximado, tomado de la Sociedad Geotécnica Canadiense (1978), que proporciona en forma gráfica las magnitudes de la flexión y del momento flexionante en función de la profundidad a lo largo del pilote., haciendo uso de la rigidez relativa del sistema pilote - suelo

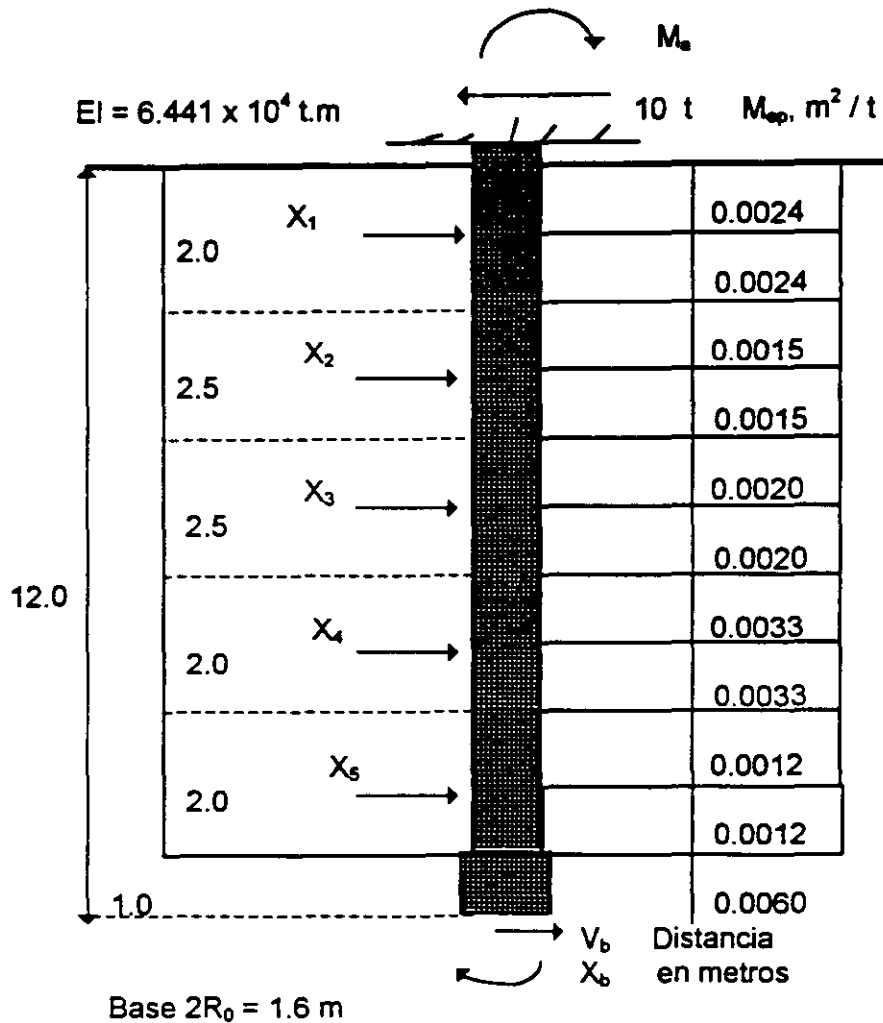


FIG. 9 PILA SUJETA A FUERZA HORIZONTALES (ZEEVAERT, 1980)

4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE FORMAN LA ESTRUCTURA Y EL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Como se ha podido observar en los incisos anteriores, al trabajar con la interacción suelo - estructura se toma en cuenta tanto la estructura como el terreno de cimentación, por lo que es necesario conocer las propiedades de ambos medios.

En estructuras de concreto reforzado se acepta el módulo de elasticidad del concreto tiende a disminuir con el tiempo. Así Flores Victoria (1968) señala que en edificios de concreto, el módulo de elasticidad puede tomarse del orden de $3000 \sqrt{f'_c}$ al tener en cuenta que los asentamientos totales suceden a-largo plazo. Nótese que este valor es bastante inferior al $10000 \sqrt{f'_c}$ que usualmente se toma para cálculos a corto plazo.

Por su parte, Ellstein y Granados (1988) comentan que la magnitud de los asentamientos que determinan corresponde al 100 % de consolidación primaria, misma

que tardará un cierto tiempo en ocurrir. Las deformaciones de la estructura no son instantáneas sino diferidas y por tanto las propiedades elásticas de los materiales estructurales no son las medidas con las pruebas rápidas usuales; para el caso del concreto armado en la ciudad de México, el componente diferido puede ser tomado en cuenta por un factor menor de uno, probablemente del orden de 0.2 ó 0.25 (Ellstein y Granados, 1988).

Puede observarse que en general existe coincidencia en señalar que el módulo de elasticidad del concreto se debe reducir en forma importante cuando se lleva a cabo la interacción suelo - estructura a largo plazo. La variación de los módulos de deformación es todavía más importante en el terreno de cimentación, sobre todo si se trata de suelos plásticos saturados, en los que la deformabilidad depende no sólo del nivel de esfuerzos sino también en forma importante del tiempo. En consecuencia, los módulos de deformación deben seleccionarse acordes con ambos factores: nivel de esfuerzos y tiempo.

El hecho de que el suelo tenga un comportamiento no lineal ha sido tomado en cuenta por la mayoría de los investigadores de la interacción suelo - estructura. Así, Chamecki (1956) trabaja con el índice de compresibilidad en una arcilla normalmente consolidada, al cual toma como una constante. Además, señala que el módulo de deformación de un suelo es función del estado de esfuerzo, siendo la derivada de la curva esfuerzo - deformación unitaria, con respecto al esfuerzo. Debido a que las relaciones esfuerzo - deformación en los suelos son no lineales, Chamecki (1956) propone un método iterativo para la resolución de la interacción suelo - estructura.

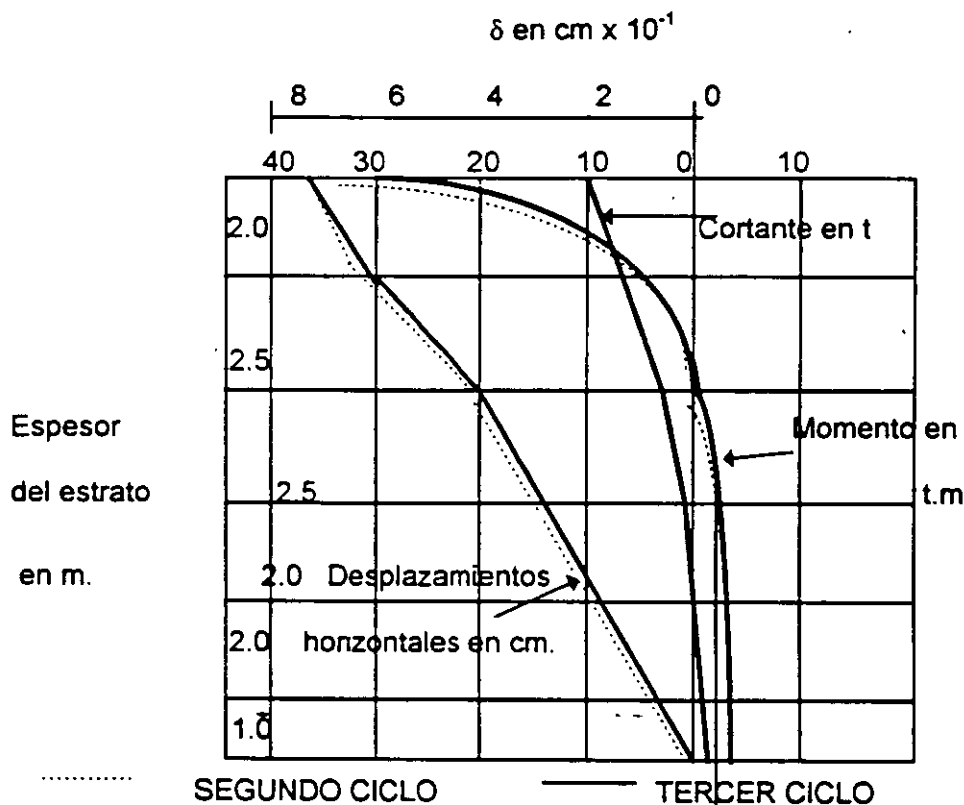


FIG. 10 CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES, Y DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DE LA PILA (ZEEVAERT, 1980)

Varios autores toman en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, proponiendo métodos iterativos para considerar este efecto (Flores Victoria, 1968; Flores Victoria y Esteva, 1970), en los que utilizan criterios para acelerar la convergencia de los métodos.

El comportamiento no lineal del terreno de cimentación es considerado por Damy et al (1977) y Esteva et al (1977), al utilizar matrices secantes de rigideces en la estructura y de flexibilidades en el suelo, para cada iteración.

Zeevaert (1980) señala que las reacciones efectivas en la orilla de la cimentación pueden resultar altas, lo que origina un flujo viscoplástico, y consecuentemente un relajamiento del esfuerzo de reacción bajo deformación constante en esos lugares. El esfuerzo límite efectivo o respuesta máxima que puede admitirse en condiciones estáticas en la orilla de la cimentación es igual a la resistencia de material, cuando se inicia un flujo viscoplástico incipiente (sin necesariamente alcanzar la capacidad de carga última en el borde de la cimentación). En suelos de alta sensibilidad podría establecerse la condición de que el esfuerzo máximo en el borde de la cimentación, en condiciones estáticas, no rebase el esfuerzo crítico (o de preconsolidación) correspondiente al quiebre de la curva de compresibilidad (Zeevaert, 1980).

En pilotes sujetos a cargas laterales el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla: véanse las curvas $p - y$ de la figura 7.

Inclusive, existen técnicas para tomar en cuenta el comportamiento plástico del terreno en estado de falla, tanto para suelos cohesivos (Matclok, 1970) como para suelos friccionantes (Reese et al, 1974).

5. APLICACIONES

Presentamos en este inciso algunas de las aplicaciones de la interacción estática suelo - estructura.

En la fig. 11 se presenta una estructura reticular con una cimentación a base de una zapata corrida. (Pozas, 1980). Empleando interacción suelo - estructura se obtiene los resultados mostrados en la fig. 12. Es interesante comparar estos resultados con los obtenidos suponiendo una reacción uniforme, los cuales se muestran en la fig. 13. Como se puede observar los momentos en todos los nudos de la estructura difieren comparado ambos casos. En el nudo central inferior el momento con reacción uniforme es 31 % mayor que el que se obtiene tomando en cuenta la interacción suelo - estructura. En el nudo inferior izquierdo el momento es 320 % mayor con el primero que con el segundo método. Aun en la estructura se deja sentir el efecto de la rigidez de la estructura: el momento sobre el nudo de la izquierda del primer piso, debido a la columna inferior, cambia inclusive de sentido (figs. 12 y 13). En resumen, los momentos flexionantes determinados con reacción uniforme difieren de los momentos obtenidos tomando en cuenta la interacción, tanto en la superestructura como en la subestructura. Esta variación ocurre tanto en la magnitud como en el sentido de los momentos, pues en uno de los nudos estos llegan a cambiar de signo, tal como puede verse comparando las figs. 12 y 13.

Otro caso real de aplicación de la interacción suelo - estructura es el correspondiente a zapatas corridas que se emplean para tomar fuerzas laterales debidas a sismo a través de muros de cortante que se unen a las zapatas en diferentes tramos. En la fig. 14 se muestran los resultados de un análisis de interacción suelo - viga flotante para una zapata de concreto reforzado. El módulo de elasticidad del concreto utilizado fue de $1,581,000 \text{ t / m}^2$ y los momentos de inercia en los diferentes tramos se indican en la fig. 14. También pueden observarse las cargas que actúan en la zapata, así como la estratigrafía y propiedades del subsuelo. En la misma figura están graficados los diagramas de reacciones y de hundimientos del terreno, sirviendo el primero de ellos para la determinación de los elementos mecánicos y del diseño estructural de la zapata y el segundo para el conocimiento de los asentamientos totales y diferenciales de la cimentación (Deméneghi, 1990). Puede observarse que en el contacto del terreno de cimentación con las zapatas se presentan, teóricamente, esfuerzos de tensión, es decir, se obtienen reacciones negativas, fenómeno debido a los momentos que transmiten los muros de cortante a la cimentación en uno de los extremos de las zapatas.

Otro ejemplo de interacción suelo - estructura consiste en el análisis de un marco estructural en el que se considera que sus apoyos tienen una rigidez al desplazamiento vertical y otra al giro; es decir, se considera por ejemplo un marco estructural cimentado en zapatas aisladas que pueden sufrir tanto un hundimiento vertical como un giro. En este sentido, este análisis es un poco más general que los análisis convencionales que suponen que los apoyos del marco estructural están empotrados o articulados en el terreno de cimentación. La forma de llevar a cabo el análisis de interacción suelo - estructura para este caso se presentó en el inciso 2.2 de este trabajo. En la fig. 15 se presenta la aplicación esta técnica a una estructura real, la cual está formada por una trabe de concreto reforzado de 0.5 m de ancho y de 2 m de peralte, apoyada sobre unas pilas de cimentación de concreto reforzado de diámetros de 1.12, 1.48 y 1.74 m. Las cargas que actúan sobre el marco se indican en la fig. 15. Las pilas tienen los siguientes diámetros.

Pila	Diámetro, m
<u>1</u>	1.12
<u>2</u>	1.48
<u>3</u>	1.74

El terreno de cimentación es una toba de origen volcánico que se encuentra al poniente de la ciudad de México, que tiene un módulo de deformación del orden de 8,000 a 10,000 t/m^2 . El material comprendido entre la trabe superior y el nivel de desplante de las pilas es un relleno suelto cuya rigidez se desprecia para fines de análisis.

En la fig. 15 se muestran los momentos flexionantes en los módulos de elasticidad del concreto reforzado de 2,214,000 t/m^2 y un módulo de elasticidad del terreno de cimentación de 8,000 t/m^2 . Se pueden observar las altas magnitudes de las fuerzas cortantes y en la fig. 17 las de las fuerzas normales en las pilas. Nótese la fuerte redistribución de cargas debido a la interacción suelo - estructura. Así, en la parte central de la estructura de la carga en un nudo es de 150 t, mientras que por el efecto combinado de rigidez de estructura y suelo la carga en la pila que está bajo el nudo aumenta hasta 302 t (fig. 17); en el nudo vecino la carga concentrada es de 480 t, mientras que la carga en la pila de abajo disminuye a 350 t. Un fenómeno similar se presenta en el resto del marco.

Con el propósito de observar la influencia de un aumento en la rigidez del terreno y una disminución en la rigidez de la estructura, se llevó a cabo un segundo análisis incrementando el módulo de elasticidad del suelo del concreto a 1,265,000 t/m^2 . Los resultados se muestran en las figuras 18 a 20, para los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales, respectivamente. Como era de esperarse, la redistribución de carga es menor; así, en la fig. 20, en el nudo donde la carga concentrada es de 150 t, en la pila aumenta a 253 t (en el primer análisis aumenta hasta 302 t.). En el nudo vecino la carga concentrada de 480 t disminuye a 389 t. (en el primer análisis disminuía a 359 t.). De todas formas, el efecto de la interacción suelo - estructura en este caso también es importante.

Se han llevado a cabo mediciones en campo, en las cimentaciones reales, para verificar la validez de los análisis de interacción suelo - estructura. Meyerhof (1979) presenta los resultados que se escriben en los siguientes párrafos.

Las observaciones indican que en zapatas rígidas uniformemente, con la excepción de arena suelta, la presión de contacto es mayor en la esquina y menor en el centro, como era de esperar de acuerdo a la teoría (fig. 21; Meyerhf, 1979) . Las mediciones anteriores también han mostrado que la heterogeneidad local de las propiedades del suelo cerca de la base tiene una influencia considerable en la distribución de la presión de contacto (sobre todo se deja sentir el efecto de la falta de confinamiento del suelo cerca de los extremos de la zapata). Por otro lado, las mediciones indican que el máximo momento flexionante puede ser hasta 30 % mayor que el obtenido con el método de análisis convencional.

En la fig. 22 y 23 se presentan resultados (Meyerhof, 1979) de mediciones en estructuras reales de gran tamaño (en el primer caso se trata de un edificio de 52 pisos y en el segundo de otro de 15 pisos). El análisis de las dos figuras permite afirmar que los valores teóricos determinados empleando los métodos de interacción suelo - estructura, es decir, considerando la rigidez de la estructura, son muy similares a los valores medidos en el campo (asentamiento, presión de contacto, momento flexionante y fuerza cortante).

30

6. CONCLUSIONES

En relación con la interacción estática suelo - estructura se puede concluir lo siguiente:

a) Existe un buen número de métodos que tratan el problema, En términos generales, la mayoría de ellos determinan las deformaciones del terreno de cimentación utilizando la matriz de flexibilidades del suelo. En cambio, en el análisis de la estructura, algunos procedimientos emplean la matriz de rigideces, mientras que otros usan la matriz de flexibilidades de la estructura. Cabe aclarar que prácticamente todos los métodos resuelven el problema, es decir, todos ellos obtienen los diagramas de asentamientos diferenciales del suelo y de reacciones del mismo, tomando en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación. Inclusive, algunos de los procedimientos toman en cuenta el efecto de la superestructura (con todos sus pisos) en el análisis de interacción.

b) La mayoría de los procedimientos de interacción se presentan en forma bidimensional, en el plano (quizá por facilidad de exposición), pero se pueden extender en forma relativamente sencilla a tres dimensiones. El principal inconveniente de tratar el problema en el espacio es que el número de operaciones es elevado, lo cual cae fuera del alcance de la mayoría de las oficinas del cálculo estructural o de mecánica de suelos.

c) La solución del problema de interacción se puede realizar haciendo un análisis de la estructura y un análisis de deformaciones del suelo, y llevando a cabo después una combinación adecuada de ambos, que de hecho es lo que hacen la mayoría de los métodos presentados en los incisos anteriores. Se observa que el ingeniero de cimentaciones, al dedicarse a la interacción suelo - estructura, debe manejar en la forma más clara posible sus conceptos de análisis estructural y de mecánica de suelos.

d) Dada la gran cantidad de operaciones a realizar, la resolución de un problema de interacción suelo - estructura se lleva a cabo en general con el auxilio de programas de computadora, los cuales, actualmente, se pueden correr en una microcomputadora (o PC), con las que se cuenta en la s oficinas de cálculo.

e) Un aspecto importante de la interacción suelo - estructura es el relativo a las propiedades de la estructura y el suelo. En la estructura el módulo de elasticidad del concreto, para fines de cálculo, disminuye con el tiempo. En el terreno de cimentación, la deformabilidad es función del nivel de esfuerzos, ya que el comportamiento de los suelos es no lineal. Además, en los sedimentos plásticos saturados la deformabilidad del suelo depende del tiempo. Por lo tanto, en los cálculos de interacción se debe tomar en cuenta en forma apropiada en cambio de las propiedades de los suelos con las variables mencionadas. Inclusive, en los extremos de una estructura de cimentación, o en pilotes sujetos a cargas laterales, el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla, por lo que hay que considerar en estos casos el comportamiento plástico del terreno. Por lo anterior, conviene trabajar con los módulos secantes de deformación del suelo, acordes con e nivel de esfuerzos y, en caso de suelos finos saturados, con el tiempo.

f) Algunos procedimientos emplean el módulo de reacción K en la interacción suelo - estructura. Dado que K depende de las propiedades del suelo, es válido lo expuesto en el inciso (e) anterior respecto a la variabilidad de las propiedades de los suelos. Pero, además en una cimentación continua el módulo K depende de la reacción del suelo y de las deformaciones de la cimentación, por lo que no se conoce a priori, sino que solo con iteraciones es posible determinar su valor.

6. CONCLUSIONES

En relación con la interacción estática suelo - estructura se puede concluir lo siguiente:

a) Existe un buen número de métodos que tratan el problema, En términos generales, la mayoría de ellos determinan las deformaciones del terreno de cimentación utilizando la matriz de flexibilidades del suelo. En cambio, en el análisis de la estructura, algunos procedimientos emplean la matriz de rigideces, mientras que otros usan la matriz de flexibilidades de la estructura. Cabe aclarar que prácticamente todos los métodos resuelven el problema, es decir, todos ellos obtienen los diagramas de asentamientos diferenciales del suelo y de reacciones del mismo, tomando en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación. Inclusive, algunos de los procedimientos toman en cuenta el efecto de la superestructura (con todos sus pisos) en el análisis de interacción.

b) La mayoría de los procedimientos de interacción se presentan en forma bidimensional, en el plano (quizá por facilidad de exposición), pero se pueden extender en forma relativamente sencilla a tres dimensiones. El principal inconveniente de tratar el problema en el espacio es que el número de operaciones es elevado, lo cual cae fuera del alcance de la mayoría de las oficinas del cálculo estructural o de mecánica de suelos.

c) La solución del problema de interacción se puede realizar haciendo un análisis de la estructura y un análisis de deformaciones del suelo, y llevando a cabo después una combinación adecuada de ambos, que de hecho es lo que hacen la mayoría de los métodos presentados en los incisos anteriores. Se observa que el ingeniero de cimentaciones, al dedicarse a la interacción suelo - estructura, debe manejar en la forma más clara posible sus conceptos de análisis estructural y de mecánica de suelos.

d) Dada la gran cantidad de operaciones a realizar, la resolución de un problema de interacción suelo - estructura se lleva a cabo en general con el auxilio de programas de computadora, los cuales, actualmente, se pueden correr en una microcomputadora (o PC), con las que se cuenta en la s oficinas de cálculo.

e) Un aspecto importante de la interacción suelo - estructura es el relativo a las propiedades de la estructura y el suelo. En la estructura el módulo de elasticidad del concreto, para fines de cálculo, disminuye con el tiempo. En el terreno de cimentación, la deformabilidad es función del nivel de esfuerzos, ya que el comportamiento de los suelos es no lineal. Además, en los sedimentos plásticos saturados la deformabilidad del suelo depende del tiempo. Por lo tanto, en los cálculos de interacción se debe tomar en cuenta en forma apropiada en cambio de las propiedades de los suelos con las variables mencionadas. Inclusive, en los extremos de una estructura de cimentación, o en pilotes sujetos a cargas laterales, el suelo alcanza niveles de esfuerzo cercanos a la falla, por lo que hay que considerar en estos casos el comportamiento plástico del terreno. Por lo anterior, conviene trabajar con los módulos secantes de deformación del suelo, acordes con e nivel de esfuerzos y, en caso de suelos finos saturados, con el tiempo.

f) Algunos procedimientos emplean el módulo de reacción K en la interacción suelo - estructura. Dado que K depende de las propiedades del suelo, es válido lo expuesto

en el inciso (e) anterior respecto a la variabilidad de las propiedades de los suelos. Pero, además en una cimentación continua el módulo K depende de la reacción del suelo y de las deformaciones de la cimentación, por lo que no se conoce a priori, sino que solo con iteraciones es posible determinar su valor.

En consecuencia, en cimentaciones continuas no es posible asignar valores de K en función del tipo de suelo, como se pretende hacer en ocasiones en al práctica.

- g) En cimentaciones a base de zapatas aisladas, cuando no existe influencia de un cimiento sobre otro, ya sea por el tipo de terreno o por que estén las zapatas suficientemente separadas, se puede realizar la interacción suelo - estructura considerando módulos de reacción al desplazamiento vertical y al giro. En el inciso 2.2 se presentó un procedimiento que resuelve este caso, considerando las reacciones del suelo como cargas sobre la estructura.
- h) La comparación de resultados entre considerar una reacción uniforme y tomar en cuenta la interacción suelo - estructura exhibe diferencias notables en los diagramas de hundimientos diferenciales, reacción del terreno y elementos mecánicos (momento flexionante y fuerza cortante), en la mayoría de los casos. Se puede presentar inclusive en algunos casos cambio de sentido en los momentos flexionantes de la estructura de cimentación o de la superestructura.
- i) En cambio, la comparación entre observaciones de campo en estructuras reales con los métodos que toman en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación, ha dado resultados promisorios, pues los valores determinados con los métodos de interacción son similares a los valores medidos en campo.

Consecuencia de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado práctico de este juego era la depositación de arcillas o formación de suelos. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Teniendo en mente los conceptos geológicos, litológicos y de temperatura expuestos, es relativamente fácil interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior, se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres periodos interglaciares (clima moderado a caliente). El clima de la cuenca del Valle de México ha sido una función directa de dichos cambios, razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago (ref 1). Además, se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de Las Lomas al poniente de la ciudad.

Zeevaert presentó en 1953 (ref 2) la primera interpretación de la secuencia estratigráfica de los depósitos lacustres. Mooser (ref 1) le ha agregado información reciente, fundamentalmente sobre la interpretación de edades geológicas y las correlaciones estratigráficas establecidas entre Las Lomas y la planicie. En esta interpretación estratigráfica de la planicie ya no se habla de formaciones Tacubaya, Becerra y Tarango, ya que estas unidades litológicas, con excepción de la Tarango, no se prolongan de Las Lomas al relleno lacustre aluvial.

En la fig 5 se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170 000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango (ref 2).

b) Depósitos de transición. Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleas. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico: Lomas-Planicie (fig 6).

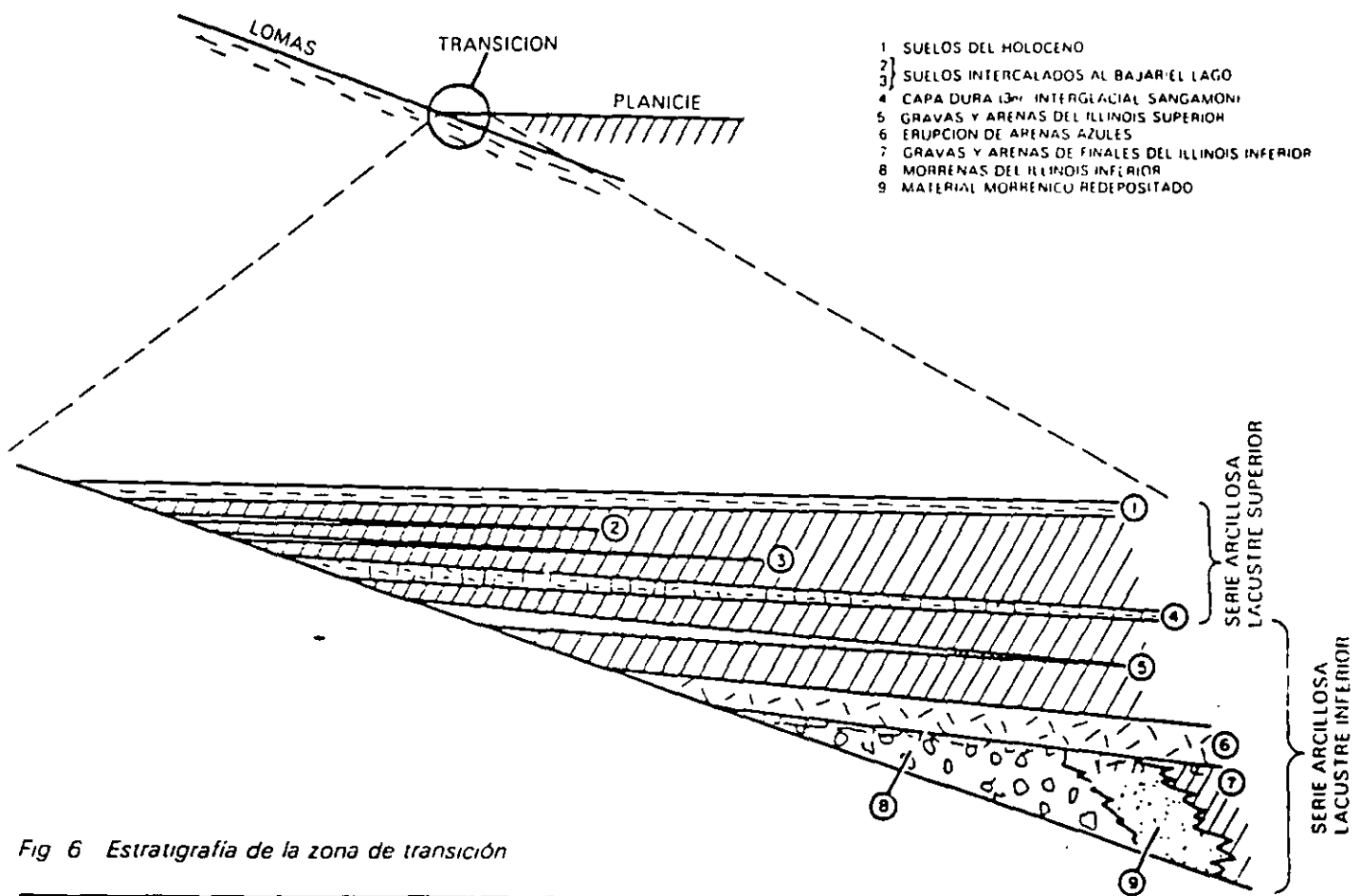


Fig 6 Estratigrafía de la zona de transición

El lago central nunca fue profundo; de ahí que los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie no lograron formar deltas extensos que se introdujeran mucho a dicho lago. Los clásticos fluviales y aluviales se acumulaban consecuentemente en el quebre morfológico y se interestratificaban localmente con la serie arcillosa lacustre superior. Sin embargo, en la serie arcillosa lacustre inferior, las aportaciones de los glaciares que bajaron en el Illinois Inferior hasta Rio Hondo, Virreyes, Tacubaya, Barranca del Muerto y San Angel, depositando morrenas con fuertes volúmenes de clásticos y boleos, lograron formar acumulaciones aluviales extensas que parten del pie de Las Lomas y se adentran en la planicie aluvial.

En la fig 6 se reproduce este hecho en el corte geológico, que muestra la estratigrafía de la zona de transición.

c) Depósitos de Las Lomas. En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas, y
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores unidades quedan separadas unas de otras por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento. En la fig 7 se muestra esa estratigrafía, que se extiende sobre un intervalo que cubre el último medio millón de años.

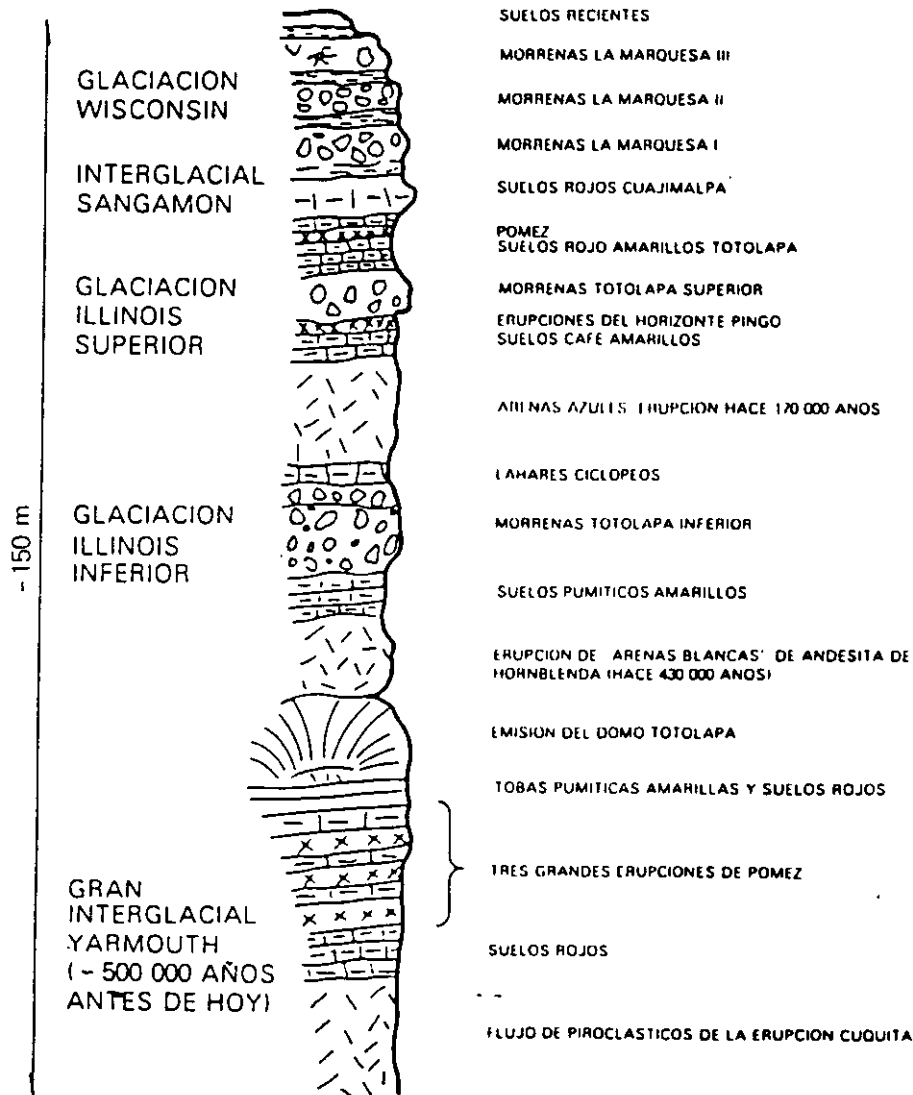


Fig 7 Estratigrafía de Las Lomas

2

Depósitos del lago

2.1

Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración físicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

2.2

Evolución de las propiedades mecánicas

a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaran una

zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

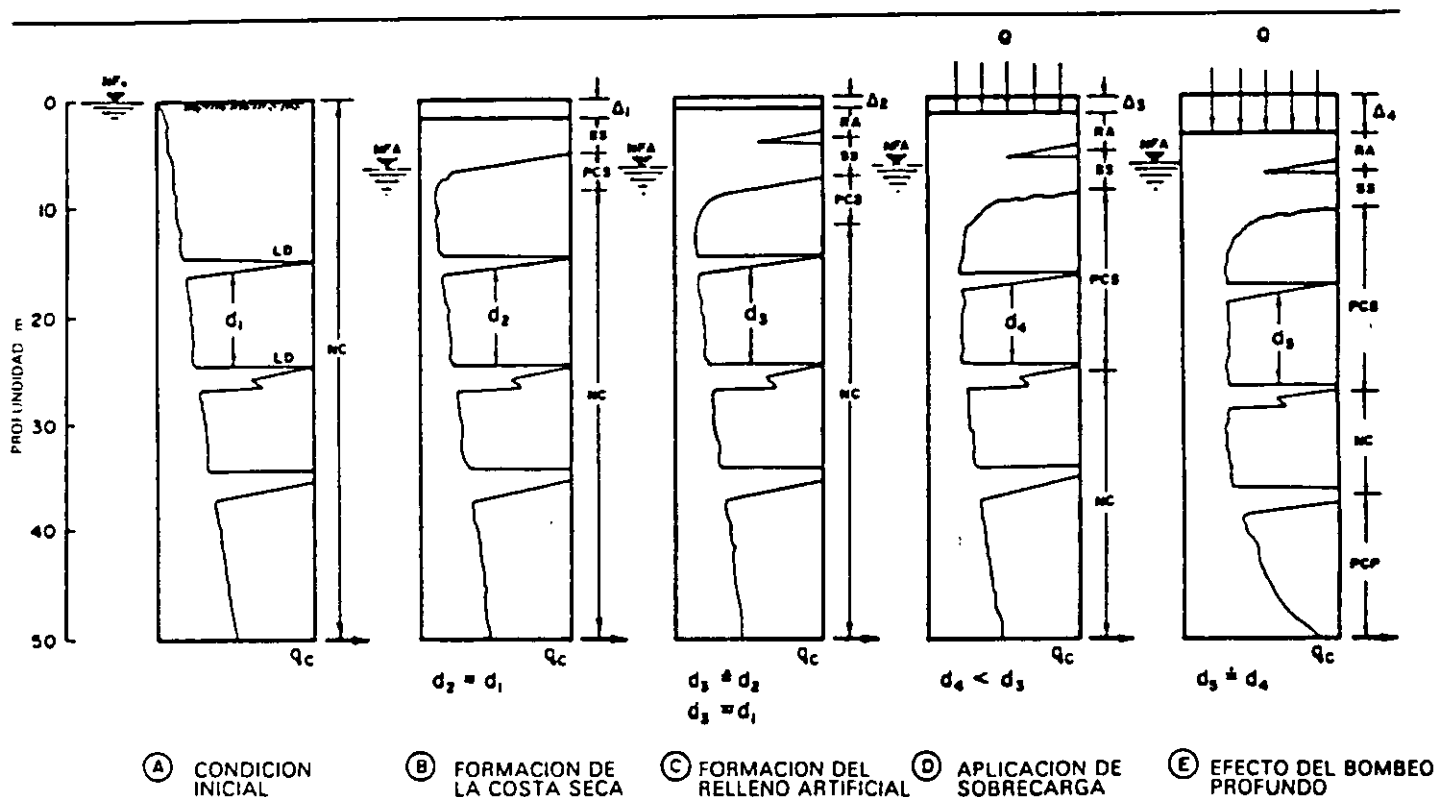
- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.
- La construcción de estructuras.

c) Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrita esquemáticamente en la fig. 8.

2.3

Características estratigráficas

a) Costra superficial (CS). Este estrato está integrado por tres substratos, que constituyen una secuencia de



<p>O SOBRECARGAS SUPERFICIALES</p> <p>NF₀ NIVEL FREATICO INICIAL</p> <p>NF_A NIVEL FREATICO ABATIDO</p> <p>q_c RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO</p> <p>d_i ESPESOR DE UN ESTRATO DE ARCILLA</p>	<p>Δ_i DIFERENCIAS DE NIVEL POR ASENTAMIENTOS Y RELLENOS</p> <p>RA RELLENO ARTIFICIAL</p> <p>LD LENTES DURES</p>	<p>SS COSTRA SECA POR EXPOSICION AL SOL</p> <p>PCS SUELO PRECONSOLIDADO SUPERFICIAL</p> <p>NC SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO</p> <p>PCP SUELO PRECONSOLIDADO PROFUNDO</p>
---	--	--

Fig 8 Evolución de la resistencia al corte

materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

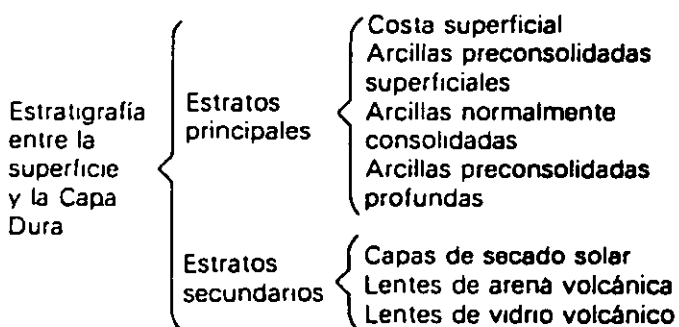
Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.

Suelo blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material éolico intercalados.

Costra seca (SS). Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme, se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y

50 m aproximadamente. La estratigrafía anterior se resume a continuación.



En la fig 9 se ilustran dos ejemplos de la identificación de estos estratos, excepto los preconsolidados profundos, en dos sitios con diferente nivel de preconsolidación. A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

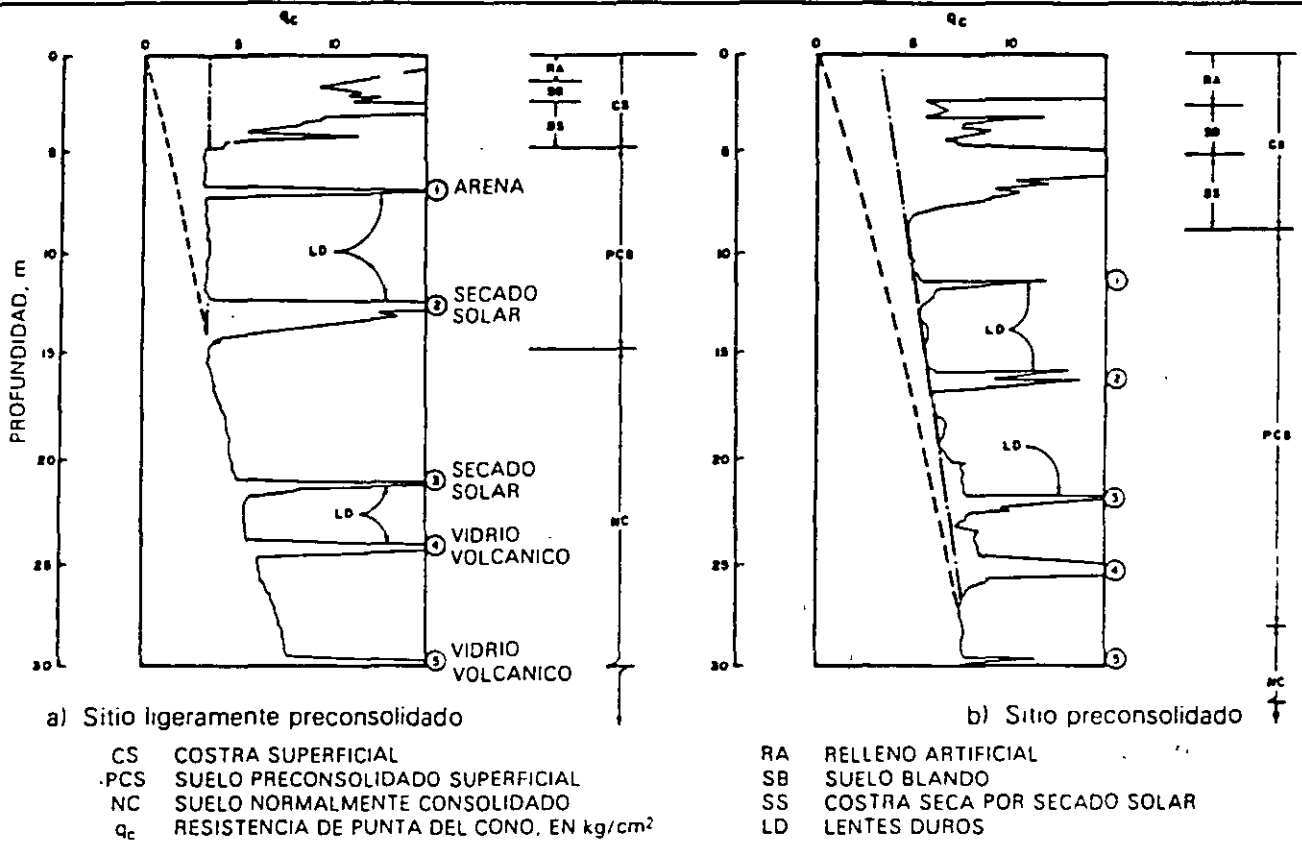


Fig 9 Perfiles tipo de los suelos de la zona del lago, en función de la resistencia al corte determinada con cono

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo indicados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aun estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos, estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

c) **Capa Dura.** La Capa Dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con

una cementación muy heterogénea, su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico, este estrato se desarrolló en el periodo interglacial Sangamon.

d) **Serie arcillosa lacustre inferior.** Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior, el espesor de este estrato es de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida, como para intentar una descripción más completa.

e) **Depósitos profundos.** Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio, la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

.3 Depósitos de transición

.3.1 Características generales

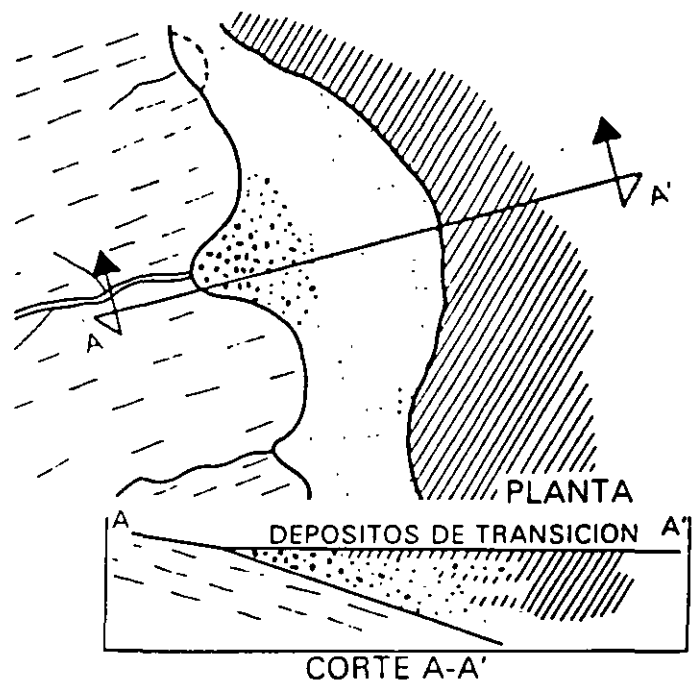
Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos; así, se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta; ambas condiciones se describen a continuación.

.3.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreos fluviales que descendieron de las lomas a la planicie, estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (figs 2 y 3) En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales

interestratificados varió según el clima prevaeciente en cada época geológica, así, cuando los glaciares en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes (formados al pie de los abanicos volcánicos) resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo

Consecuentemente, y generalizando, puede hablarse de una **zona de transición interestratificada cambiante y ancha** al pie de Las Lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvioglaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig 10).



- ARCILLA LACUSTRE
- DEPOSITOS ALUVIALES
- TOBAS

Fig 10 Transición interestratificada ancha

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como lo muestra la fig 3; tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limoarcillosos del Holoceno, que se extienden desde el

pie de Las Lomas sobre 2 o 3 km al oriente formando las riberas del lago histórico de los toltecas y mexicas. Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del valle de Cuauhtepac hacia el sur (fig 11).

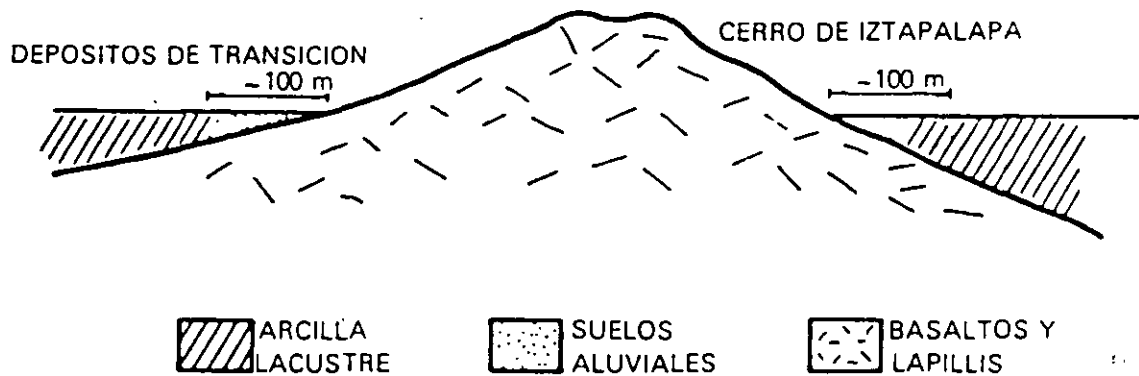


Fig 11 Transición interestratificada angosta

.3.3 Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (fig 12). Esta transición abrupta se

presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

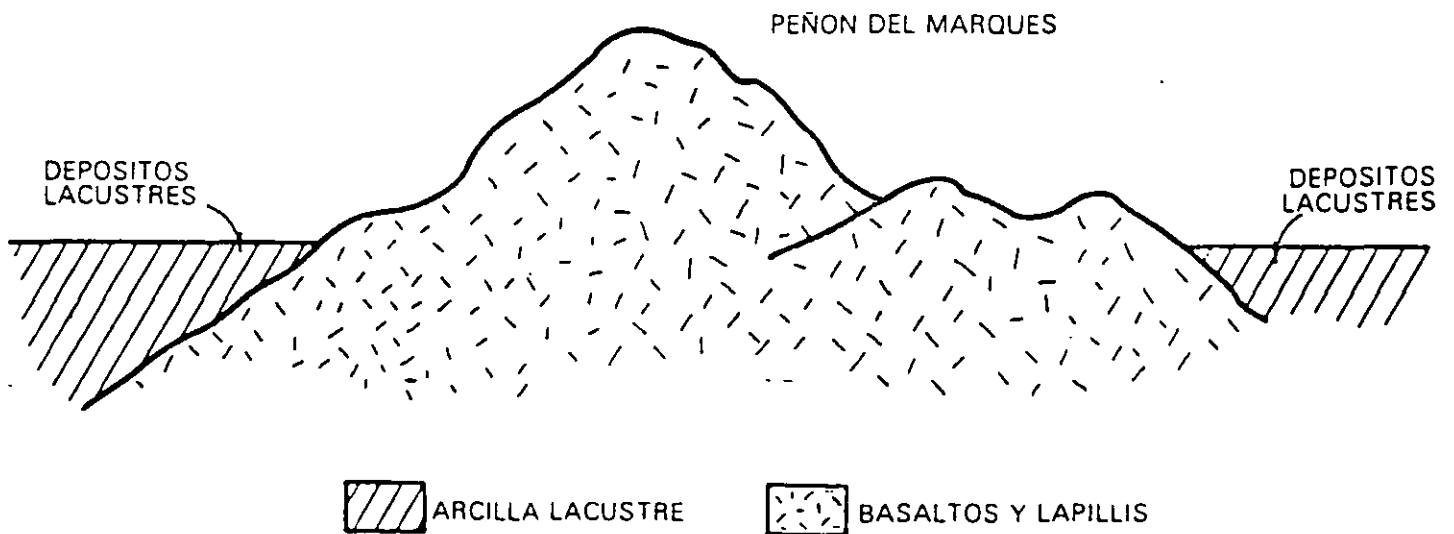


Fig 12 Transición abrupta de islote a depósitos lacustres

Es interesante mencionar que en la cercanía del Peñón de los Baños se encuentran intercalaciones de lentes delgadas de travertino silicificado, producto de las emanaciones de aguas termales; lo anterior se ilustra con el sondeo de cono eléctrico que se presenta en la fig 13.

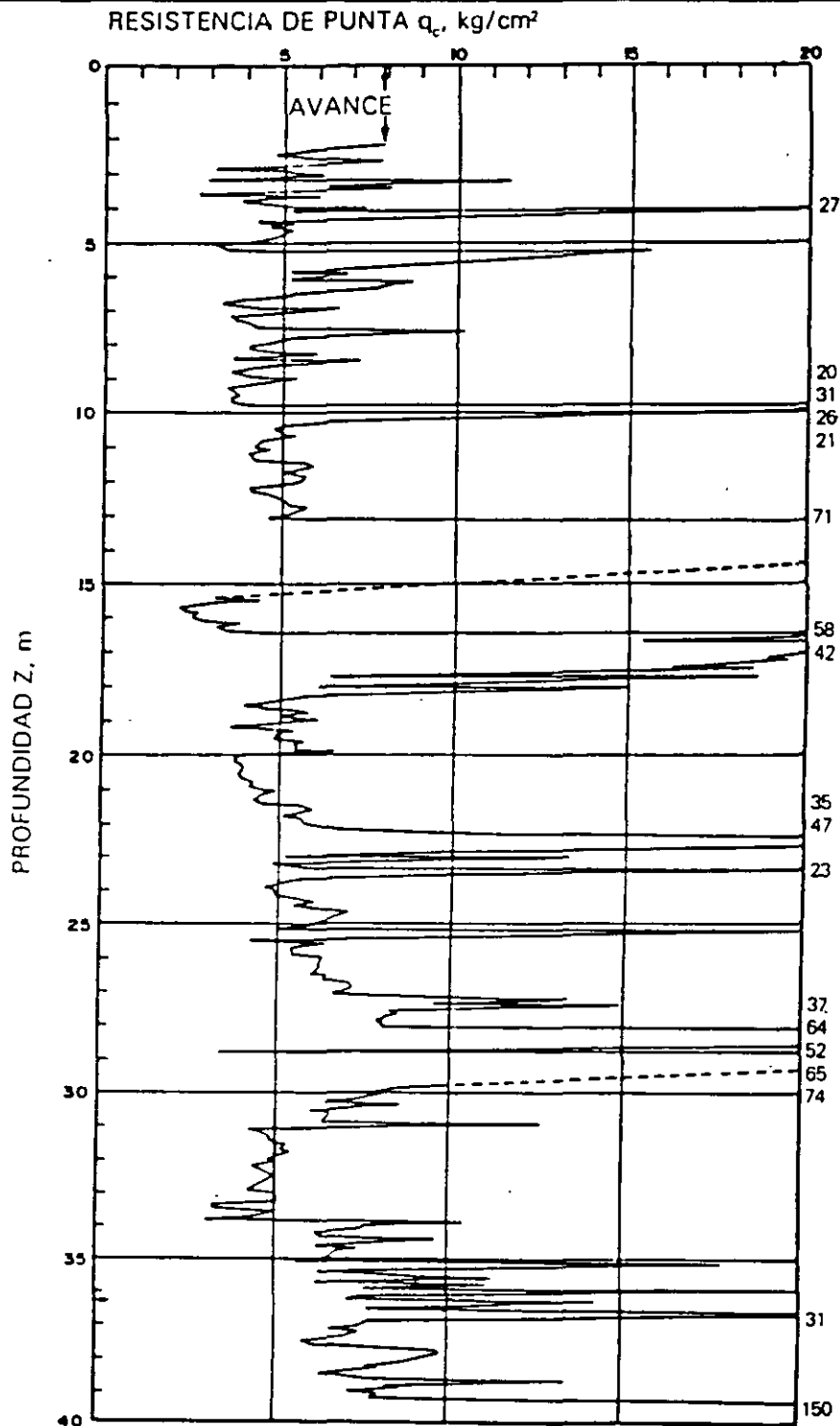


Fig 13 Sondeo de cono eléctrico cercano al Peñón de los Baños

4

Depósitos de lomas

4.1

Características generales

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvoglaciales más antiguos.

4.2

Zona poniente

a) Sierra de las Cruces. Está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva (principalmente en el Plioceno Inferior) y que fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Horizontes de cenizas volcánicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

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.

Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.

Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes, son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

Depósitos glaciales. Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica; estos depósitos generalmente presentan un color rosa.

Depósitos fluviglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial, se distinguen por su ligera estratificación.

Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

Por otra parte, los depósitos más antiguos presentan fracturamiento y fallamiento tectónico dirigidos principalmente al NE, dirección que mantienen la mayoría de las barrancas de la zona

b) Pedregal del Xitle. Del cerro del Xitle descendió, hace unos dos mil años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos importantes valles antiguos: uno en el Sur, que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre el cerro Zacaltópetl y las lomas de Tarango. Este último valle contaba con dos cabeceras: una en los flancos orientales del cerro de la Palma y la otra en la barranca de La Magdalena Contreras (fig. 14). A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

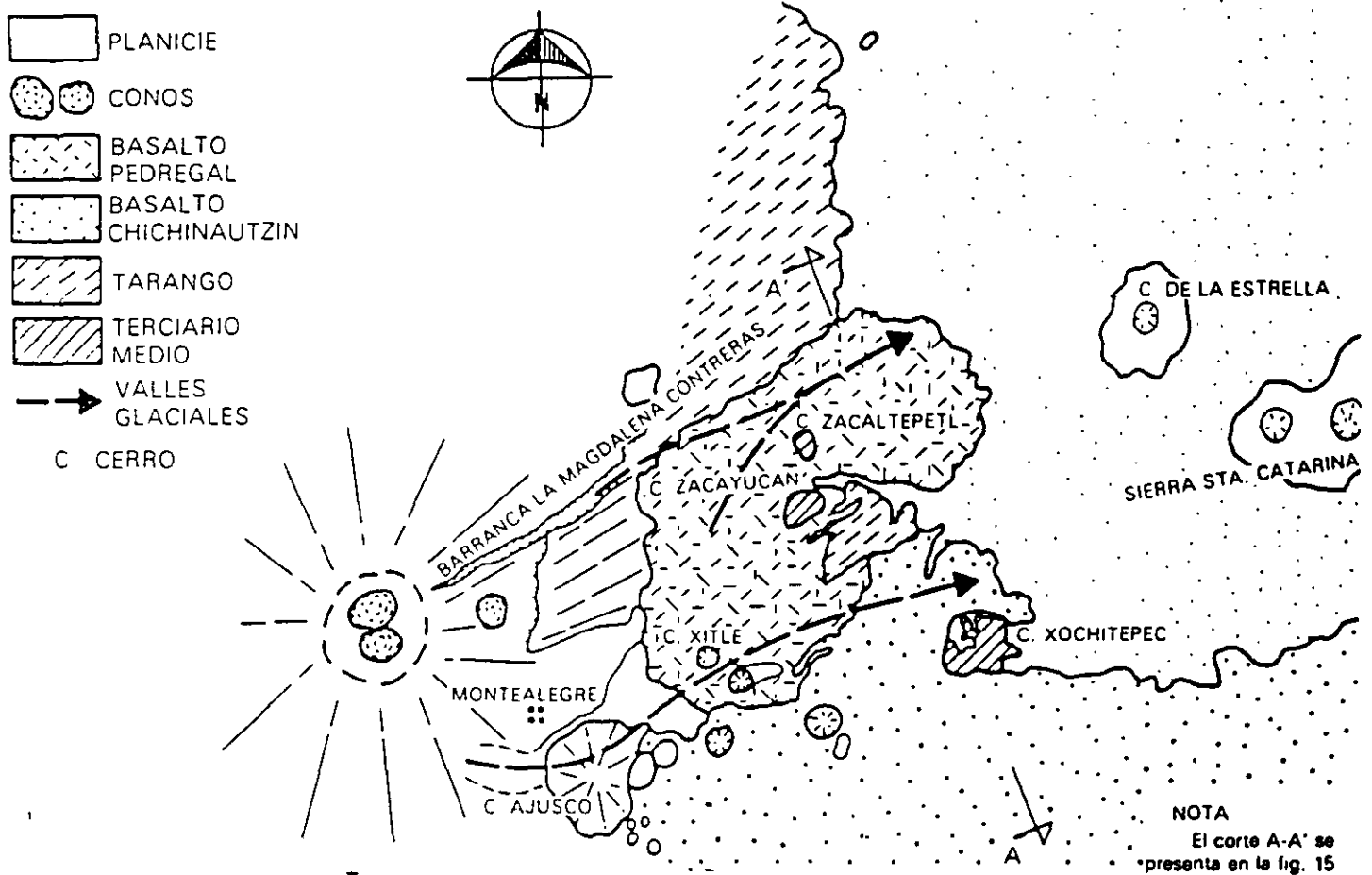
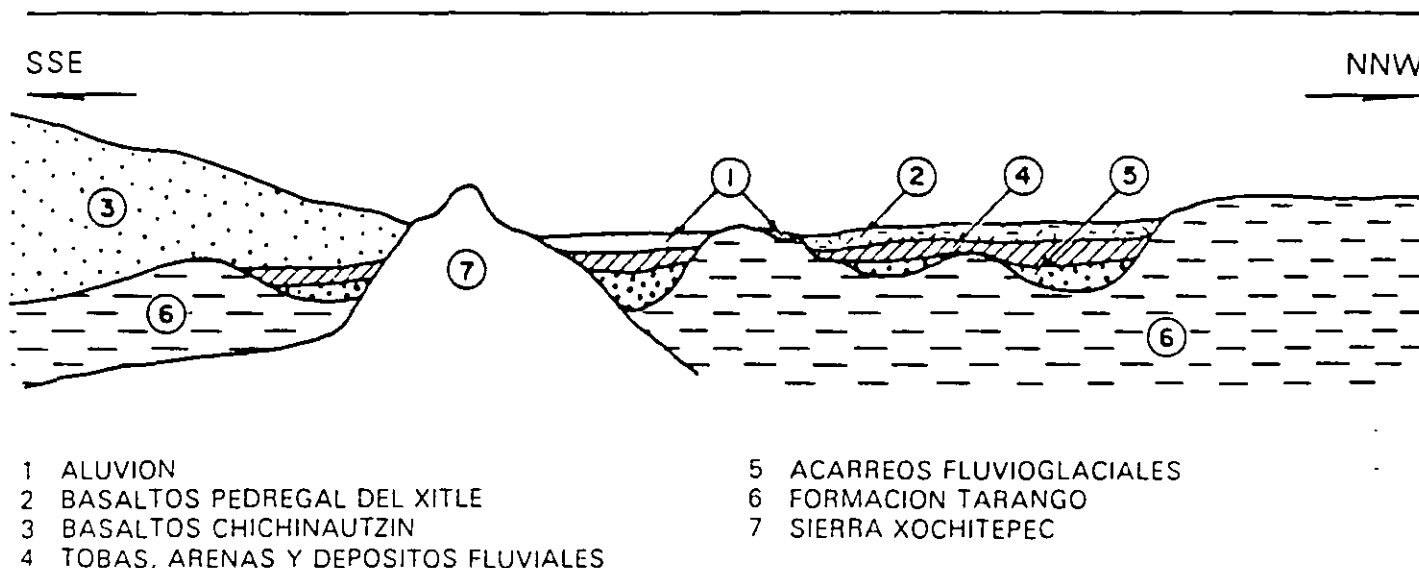


Fig 14 Geología del Pedregal del Xitle

Por otra parte, debe haber existido otro importante valle aún más al Sur, entre las Fuentes Brotantes de Tlalpan y la sierra de Xochitepec; este valle tuvo su cabecera en Monte Alegre. Este afluente debe haber sido sepultado durante la erupción del Ajusco, en el Cuaternario Superior

Muy anteriormente a la erupción del Xitle, en el Illinois (hace 200 000 años) avanzaron grandes cuerpos de hielo; estos glaciares fluyeron de la barranca de La Magdalena Contreras hasta las partes bajas de la antigua planicie lacustre, acercándose a lo que hoy es San Angel.

Indicios de morrenas con multitud de bloques grandes se han encontrado en San Angel así como en las Fuentes Brotantes; por consiguiente, debajo de las lavas del Pedregal de San Angel deben existir importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvio-glaciales derivadas de su erosión. Por otra parte, también puede asegurarse que antes de que las lavas del Xitle cubrieran el sitio, este valle fue inundado por otras coladas lávicas, en el corte geológico de la fig. 15 se ilustra esquemáticamente la estratigrafía descrita.



- | | |
|---------------------------------------|----------------------------|
| 1 ALUVION | 5 ACARREOS FLUVIOGLACIALES |
| 2 BASALTOS PEDREGAL DEL XITILE | 6 FORMACION TARANGO |
| 3 BASALTOS CHICHINAUTZIN | 7 SIERRA XOCHITEPEC |
| 4 TOBAS, ARENAS Y DEPOSITOS FLUVIALES | |

Fig 15 Sección Chichinautzin-Lomas cortando el Pedregal de San Angel (corte A-A' de la fig 14)

4.3

Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe; se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Tepeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtepac; en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán, cuyas cumbres erosionadas constituyen las porciones más altas de la sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Padres.

El tectonismo que ha regido el vulcanismo de la sierra de Guadalupe remonta al Mioceno Medio, consiste de fracturas y fallas dirigidas al ESE. El graben de Cuauhtepac, como se dijo, obedece a un tectonismo dirigido al NNE ocurrido en el Mioceno Superior. Finalmente, un tectonismo orientado hacia el ENE, y coincidiendo en dirección con el alineamiento de la sierra

de Santa Catarina, afecta a la totalidad de la sierra de Guadalupe en el Plioceno Superior y Pleistoceno.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces durante el Mioceno y Pleistoceno Inferior.

Durante el Pleistoceno Medio y Superior, las oscilaciones climáticas produjeron periodos glaciales e interglaciales, que sometieron a la sierra de Guadalupe a ciclos de erosión pluvial y eólica, formándose pequeños depósitos de aluviones y loess. Finalmente, al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

ZONIFICACION GEOTECNICA

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la fig 16 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959 (ref 3). Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea, así podrán identificarse las alternativas de solución factible a estudiar durante el diseño definitivo
- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas complejas.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea.

.1 Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (fig 17), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial, y b) la consolidación inducida en cada sitio.

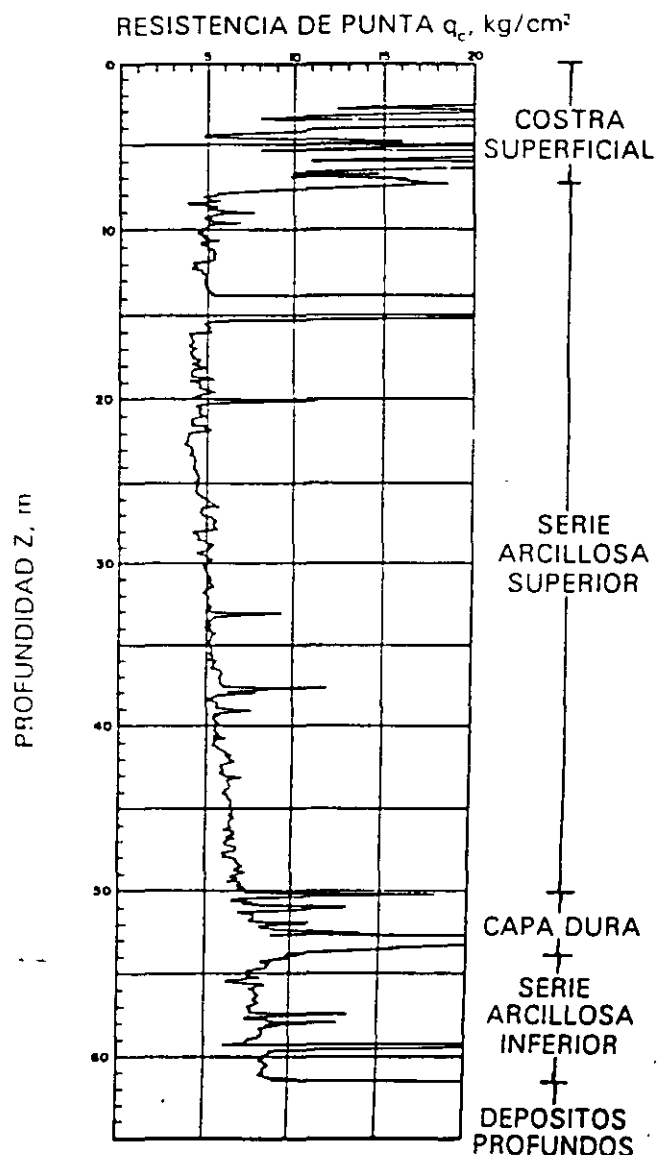


Fig 17 Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago

1.1
Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen arriba de la Capa Dura se ilustra en la fig 18, en la tabla 1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

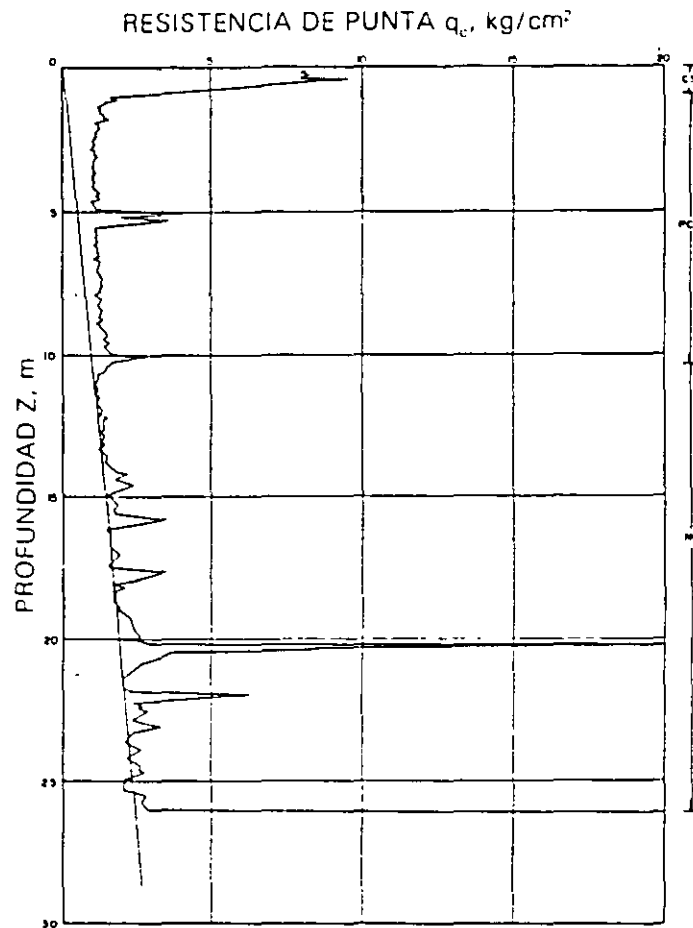


Fig 18 Sondeo de cono eléctrico en la subzona Lago Virgen

TABLA 1. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	γ , en $1/m^3$	c, en $1/m^2$	ϕ , en grados
Costra superficial	1 0 a 2 5	1.4	1 0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1 15	0.5 a 1.0	—
Capa dura**	1 a 2	—	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	—

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

1.2
Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas, las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratigráficas propias de esta subzona se presentan en la tabla 2, y en la fig 19 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior; es interesante comparar esta figura con la fig 18, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

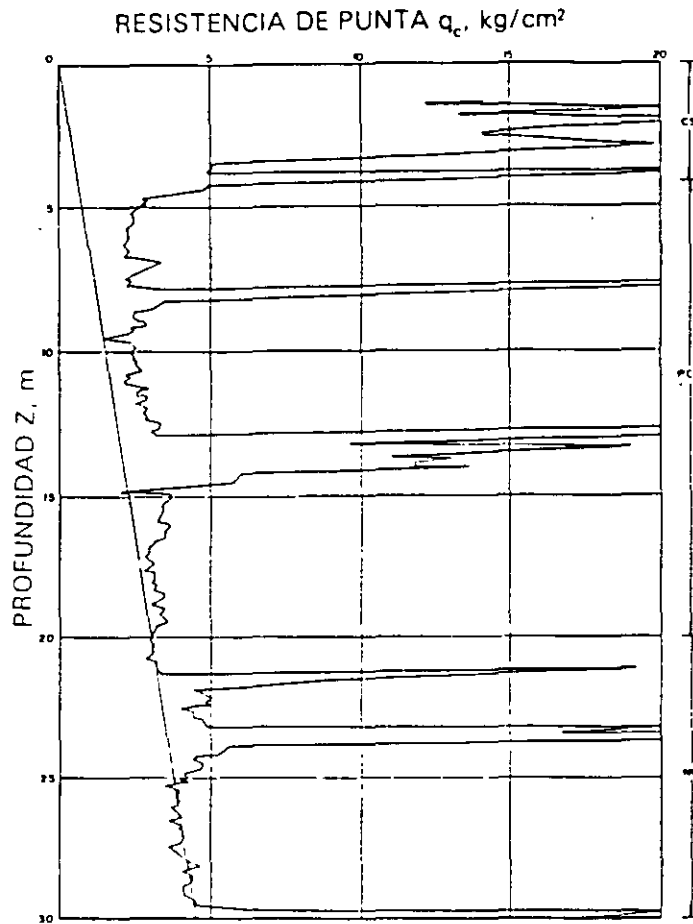


Fig 19 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	—
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 26
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	—

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

1.3

Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado

plazas y jardines durante largos periodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la fig 20, que conviene comparar con la 18 y 19; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

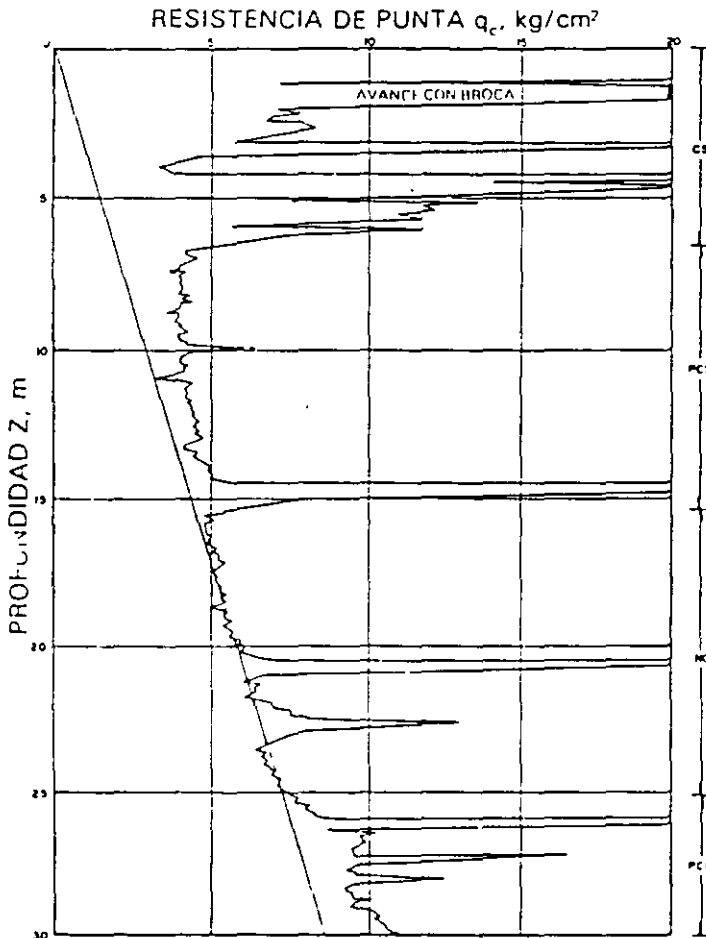


Fig 20 Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

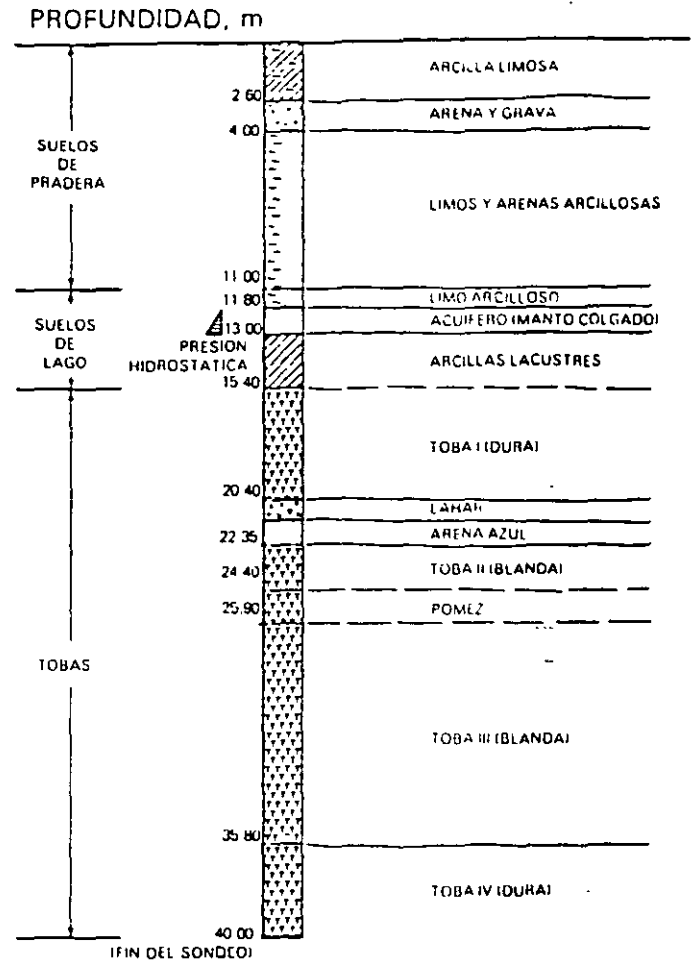


Fig 21 Estratigrafía típica en la zona de transición alta

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	γ , en t/m^3	c, en t/m^2	ϕ , en grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	—
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	—

* En orden de aparición a partir de la superficie.

** La información disponible es muy limitada, los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU

2

Zona de Transición

2.1

Interestratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del lago y de Las Lomas; en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a Las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, que se describen a continuación.

a) Transición Alta. Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de Las Lomas (fig 21).

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4 (fig 22).

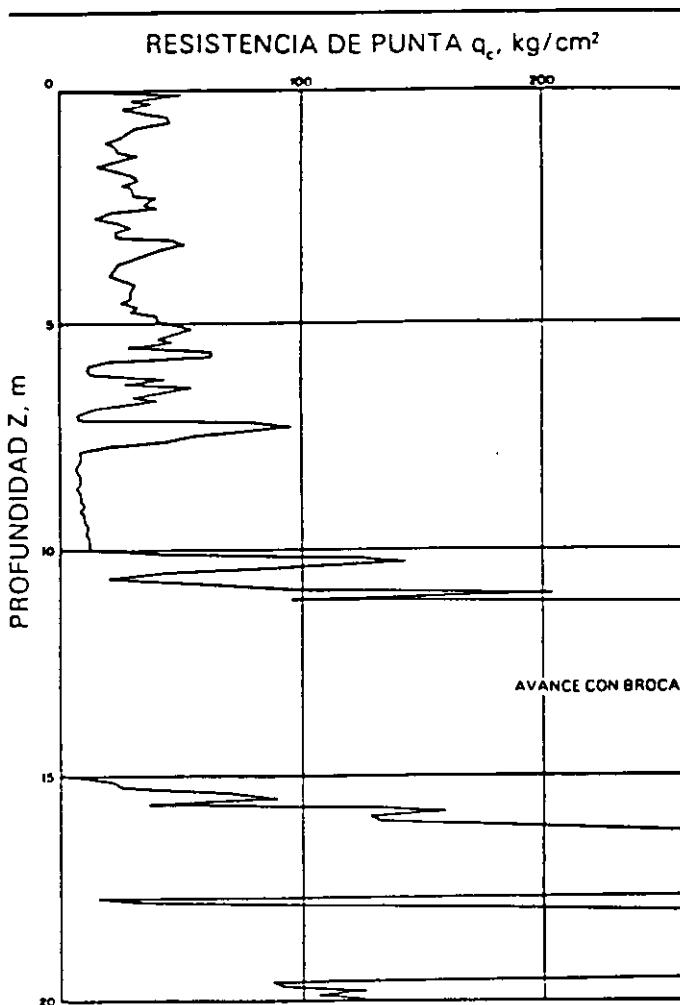


Fig 22 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición alta

TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	ρ_s , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4 a 6	1.3	5	0

* En orden de aparición a partir de la superficie.

b) Transición Baja. Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas ---

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona del Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) la costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme, b) los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de veinte metros, c) existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) se presentan mantos colgados

En la fig 23 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

2.2

Abrupta cercana a los cerros

Es la transición entre la zona del lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La fig 13 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones

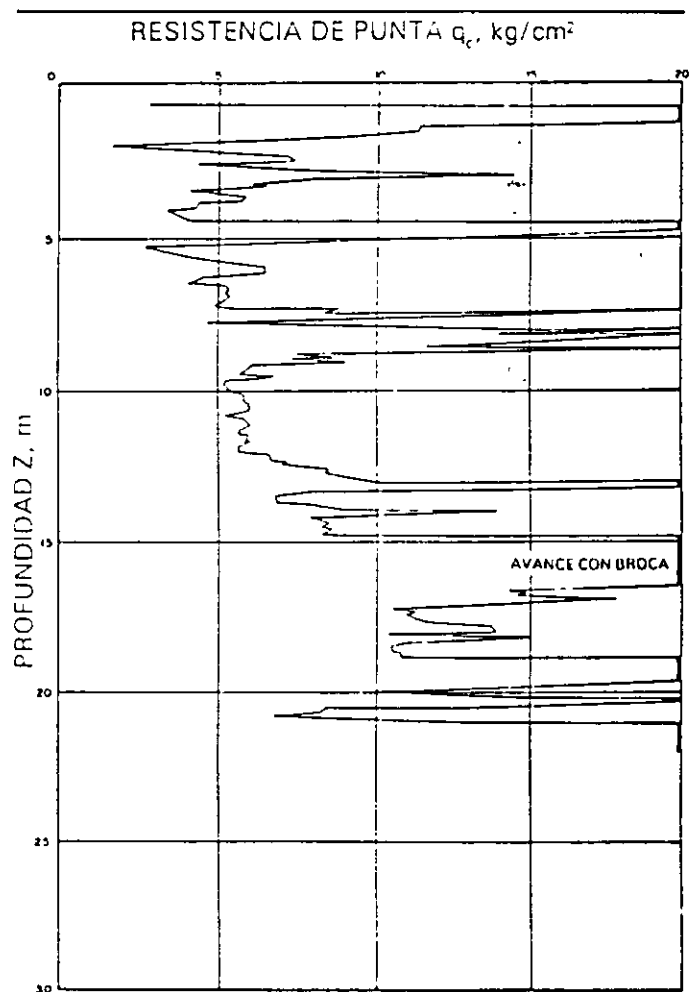


Fig 23 Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

Zona de Lomas

En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumíticas.
- Lahares.
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales
- Depósitos fluvio-glaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona: por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que generan bloques potencialmente inestables, estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidas a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados. En algunos casos, las fallas locales en la superficie del corte podrían generar taludes invertidos de estabilidad precaria.

Un aspecto significativo de las tobas, es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvio-glaciales. Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud creciente, que sólo detiene su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto.

De la descripción anterior se concluye que los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle (fig 16), formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

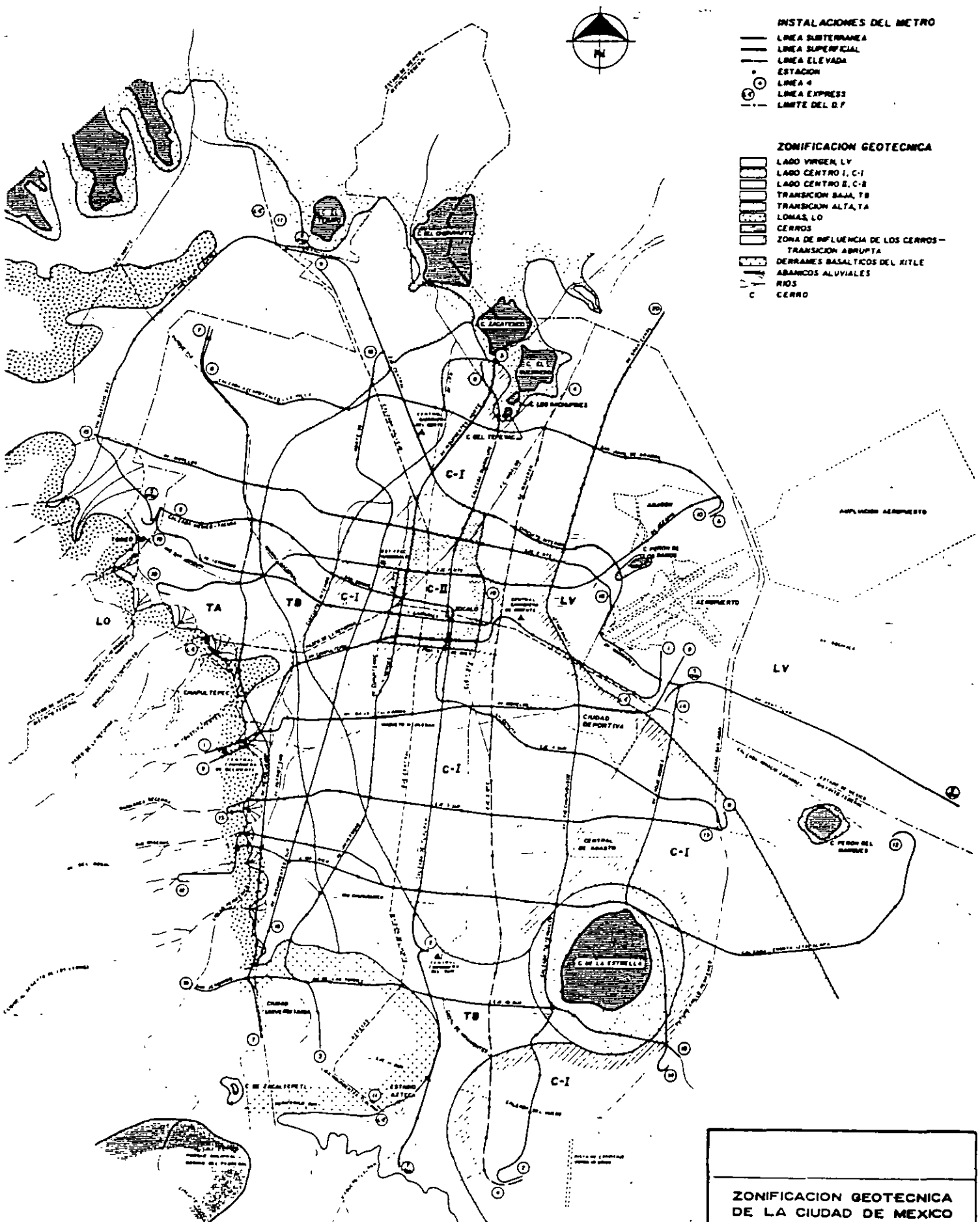
SIMBOLOGIA

INSTALACIONES DEL METRO

- LINEA SUBTERRANEA
- LINEA SUPERFICIAL
- LINEA ELEVADA
- ESTACION
- LINEA 4
- LINEA EXPRESS
- - - LIMITE DEL D.F.

ZONIFICACION GEOTECNICA

- ▨ LAGO VIRGEN, LV
- ▨ LAGO CENTRO I, C-I
- ▨ LAGO CENTRO II, C-II
- ▨ TRANSICION BAJA, TB
- ▨ TRANSICION ALTA, TA
- ▨ LOMAS, LO
- ▨ CERROS
- ▨ ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS -
TRANSICION ABRUPTA
- ▨ DERRAMES BASALTICOS DEL TITILE
- ▨ ABANICOS ALUVIALES
- ▨ RIOS
- C CERRO



ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

SEPTIEMBRE 1986





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

ANALISIS SISMICO DE CIMENTACIONES

Agustín Deméneghi Colina*

Cuando se realiza el análisis sísmico de una cimentación, es usual que se cuente con un coeficiente sísmico para la región en cuestión, dado por el código del Estado donde se construirá la estructura correspondiente. Con este coeficiente sísmico se procede al análisis y diseño de la estructura, incluyendo desde luego en este al de la estructura de cimentación.

Sin embargo, cuando el subsuelo del sitio está formado por sedimentos de consistencia blanda, se presenta un fenómeno de amplificación de las ondas sísmicas que llegan al lugar, el cual consiste en que, en la base constituida por terreno firme, se presenta una cierta aceleración, mientras que en la superficie del suelo blando, la aceleración puede ser varias veces mayor que la del terreno firme (figura 1).

El comportamiento anterior se debe a que ocurre, por lo menos en forma parcial, la resonancia del suelo blando. Para ilustrar este fenómeno consideremos un sistema de un grado de libertad como el mostrado en la figura 2, en el que la base se somete a un movimiento dado por :

$$x_0 = a \Omega \text{ sen } \Omega t$$

La velocidad de la base vale $\dot{x}_0 = a \Omega \text{ cos } \Omega t$

y la aceleración $\ddot{x}_0 = -a \Omega^2 \text{ sen } \Omega t$

La respuesta de la masa está dada por (Newmark y Rosenblueth 1976)

Desplazamiento relativo $y = a B_d \text{ sen}(\Omega t - \phi)$

Velocidad relativa $\dot{y} = a B_d \text{ cos}(\Omega t - \phi)$

Aceleración relativa $\ddot{y} = a B_d \text{ cos}(\Omega t - \phi)$

En las expresiones anteriores

$$B_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \frac{1}{\left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}\right]^2 + \left[2 \zeta \frac{1}{\left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)}\right]^2}}$$

$$\Phi = \text{ang tan} \frac{2 \zeta \frac{\Omega}{\omega_1}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega_1}\right)^2}$$

ω_1 es la frecuencia circular del sistema $\omega_1 = \sqrt{K/M}$

Los desplazamientos absolutos están dados por:

Desplazamiento: $x = x_0 + y$

Velocidad: $\dot{x} = \dot{x}_0 + \dot{y}$

Aceleración: $\ddot{x} = \ddot{x}_0 + \ddot{y}$

Definimos el factor de amplificación de la aceleración como el cociente entre la máxima aceleración absoluta de la masa y la máxima aceleración de la base:

$$f_a = \max \ddot{x} / \max \ddot{x}_0$$

En la fig. 3 se muestra la variación de f_a con el cociente T_1 / T , para amortiguamientos de 2 y 10 % del amortiguamiento crítico.

Recordemos que los períodos están dados por

$$T_1 = 2\pi / \omega_1 \text{ (masa que vibra) y } T = 2\pi / \Omega \text{ (base)}$$

Se observa en la figura 3 que la amplificación de la aceleración depende del cociente T_1 / T y del amortiguamiento. La máxima amplificación se presenta cuando T_1 / T ; al aumentar el amortiguamiento decrece el factor f_a . Para $T_1 / T \rightarrow \infty$ la amplificación de la aceleración es nula.

Un fenómeno similar sucede en el suelo blando, en el que éste hace las veces de la masa del ejemplo anterior. Consideremos un estrato de espesor H como el indicado en la figura 1, y supongamos que el desplazamiento de la base rígida está dado por

$$X_0(t) = C \exp(i\Omega t) = C (\cos \Omega t + i \sin \Omega t); \quad i = \sqrt{-1}$$

lo que implica que la base tiene un movimiento armónico de frecuencia Ω .

La solución del movimiento cuando existe amortiguamiento cae en el campo de los números complejos, lo que conduce a que haya un cambio tanto en la amplitud como en la fase del movimiento. Definiendo la función de amplificación $f_a = A(\Omega)$ como valor absoluto del cociente de la máxima aceleración en la superficie del estrato entre la máxima aceleración en la base rígida, se obtiene (Roesset 1969)

$$A(\Omega) = 1 / \sqrt{(\cosh^2 \alpha \cos^2 \beta + \sinh^2 \alpha) \sin^2 \beta} \text{-----} (1)$$

donde

$$\alpha = H\Omega \sqrt{\sqrt{\left\{ \left[1 + (\eta\Omega / G)^2 - 1 \right] / \left[1 + (\eta\Omega / G)^2 \right] \right\}}} / \sqrt{2} C_s \text{-----} (2)$$

$$\beta = H\Omega \sqrt{\sqrt{\left\{ \left[1 + (\eta\Omega / G)^2 + 1 \right] / \left[1 + (\eta\Omega / G)^2 \right] \right\}}} / \sqrt{2} C_s \text{-----} (3)$$

donde : $C_s = \sqrt{G / \rho}$ = velocidad de la onda de cortante en el suelo blando.

η = amortiguamiento del suelo blando

Ω = frecuencia circular natural de la base rígida

H = espesor del suelo blando

G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo blando

ρ = masa específica del suelo blando

La respuesta depende de la hipótesis que se haga respecto al amortiguamiento. Se puede considerar que la viscosidad es inversamente proporcional a la frecuencia, de tal modo que $\eta\Omega / G = 2 \zeta$ sea una constante. Aplicando las ecuaciones 1 a 3 se obtiene la respuesta del estrato.

Las frecuencias correspondientes a los modos naturales de vibrar del estrato se hallan con las siguientes expresiones

ω = frecuencia circular del modo " n " de vibrar.

$$\omega_n = (2n - 1) \pi \sqrt{G / \rho} / 2 H = (2n - 1) \pi C_s / 2H$$

Para pequeños valores de $(\eta \Omega / G)$, la función de amplificación, para los modos naturales de vibrar, vale aproximadamente (Roesset 1969) :

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1) \pi (2 \zeta) \quad (5)$$

ζ = fracción del amortiguamiento crítico.

En la figura 4 se muestra la variación de la función de amplificación con la frecuencia de vibración de la base firme, para un estrato de espesor $H = 30.5$ m, con una velocidad de la onda cortante en el suelo blando $C_s = 229$ m/s y un peso volumétrico del suelo $\gamma = 2$ t / m³.

La función de amplificación se obtiene empleando las ecuaciones 1 a 3, considerando que $\eta \Omega / G = 2 \zeta$.

Vemos que la máxima respuesta se presenta cuando el terreno firme vibra con una frecuencia igual a la frecuencia correspondiente al primer modo de vibrar del estrato blando. Esto significa que si la frecuencia dominante de las ondas sísmicas que arriban a un sitio coincide ó está cercana a la frecuencia del primer modo de vibrar de un estrato de suelo blando, la aceleración en la superficie de éste puede ser varias veces superior a la aceleración en el terreno firme. En este ejemplo la amplificación de la aceleración es de 3.18, para un amortiguamiento del suelo blando de 20 % del crítico.

En forma aproximada se pueden calcular las frecuencias de vibración y los valores correspondientes a los " picos " de la función de amplificación (figura 4), empleando las ecuaciones 4 y 5. En la tabla 1 se presentan los resultados para los primeros cinco modos de vibrar, considerando un amortiguamiento del 20 % del amortiguamiento crítico.

TABLA 1
VALORES APROXIMADOS DE LA FUNCION AMPLIFICACION A (ω_n)

n	ω_n	f	T_{sn}	$A(\omega_n)$
1	11.78	1.875	0.533	3.183
2	35.34	5.625	0.178	1.061
3	58.90	9.375	0.107	0.637
4	82.47	13.125	0.076	0.455
5	106.3	16.875	0.059	0.354

$$\omega_n = (2n - 1) \pi C_s / 2 H$$

$$f = \omega_n / 2 \pi$$

$$A(\omega_n) = 4 / (2n - 1) \pi (2 \zeta)$$

$$T_{sn} = 2\pi / \omega_n$$

Desafortunadamente, no se puede controlar la frecuencia dominante de vibración de las ondas sísmicas que llegan a un sitio, en todo caso, es conveniente observar las frecuencias dominantes de los temblores que llegan a una localidad, para reconocer los estratos en los que se puede presentar el fenómeno de amplificación de aceleración que hemos comentado en los párrafos anteriores.

El razonamiento anterior es válido también en términos de los periodos de vibración de ondas y suelo blando. Vemos que la máxima respuesta de aceleración se presenta cuando el periodo de vibración de la base firme coincide con el periodo natural del primer modo de vibrar, siendo esta respuesta de 3.18 en nuestro ejemplo (figura 4). Es decir, la aceleración en la superficie del terreno blando será 3.18 veces mayor que la aceleración en la base, si el amortiguamiento del suelo es de 20%. Vemos entonces que la aceleración en la superficie del suelo blando depende fundamentalmente del cociente T_{s1} / T , donde T_{s1} es el periodo natural de vibración del estrato blando y " T " es el periodo dominante de vibración de las ondas sísmicas.

Para un estrato de suelo homogéneo (figura 1), los periodos de vibración están dados por

$$T_{sn} = 4H \sqrt{(G/\rho)} / (2n-1); \quad n = 1, 2, \dots \quad (6)$$

$$n = 1, 2, \dots$$

donde

ρ = masa específica del suelo.

G = módulo de rigidez al cortante dinámico del suelo.

El primer modo de vibrar, ó modo fundamental, se obtiene para $n=1$: $T_{s1} = 4H \sqrt{(\rho / G)}$

Para la estimación del periodo natural de vibración de un suelo estratificado véase Zeevaert (1973, 1980).

El periodo de vibración de la estructura se halla con los métodos usuales del análisis estructural. Sin embargo, cuando el terreno de cimentación está formado por un suelo blando, es importante considerar además el efecto de balanceo y de traslación horizontal de la cimentación. Así, el periodo de vibración acoplado de una estructura vale (Normas de Sismo 1987)

$$T_1 = \sqrt{T_0^2 + T_x^2 + T_r^2}$$

donde

T_0 = periodo fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida (este periodo se debe a la flexibilidad propia de la estructura).

T_x = periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza

T_r = periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza.

Para el cálculo de los periodos de vibración anteriores, véase el Apéndice de las Normas de Sismo (inciso A7, interacción suelo - estructura)

Una vez que se conocen los periodos de vibración del suelo T_{s1} y de la estructura T_1 , se puede emplear el espectro de respuesta sísmica de Zeevaert (1980) para la determinación del factor de amplificación f_a (figura 5), definido como el cociente de la máxima aceleración en

el centro de gravedad de la estructura entre la máxima aceleración en la superficie del terreno blando.

Vemos en el espectro que la máxima respuesta se obtiene cuando T_1 / T_{s1} . Por lo visto anteriormente, no se puede evitar la amplificación de la aceleración de un suelo blando, pero si es factible evitar que coincidan el periodo natural de vibración del suelo con el periodo natural de vibración de una estructura.

La aceleración en la superficie del terreno la proporciona, en la Ciudad de México, el Reglamento de Construcciones en las Normas de Sismo. Así, en el inciso 3 de éstas se señala que " la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico " a " , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por la siguiente expresión :

$$a = (1 + 3 T / T_a) \cdot C / 4 , , \text{ si } T \text{ es menor que } T_a$$

La aceleración en la superficie del suelo se obtiene haciendo $T = 0$ en esta expresión (pues para $T = 0$ la estructura vibra igual que la superficie del terreno), por lo tanto $a = C_s = C / 4$ en la superficie.

Las aceleraciones para las diferentes zonas estratigráficas del Distrito Federal se presentan a continuación (artículo 206 del Reglamento) :

Zona	Coficiente Sísmico c	Coficiente C_s (superficie)	Aceleración (superficie) cm / s ²
I	0.16	0.04	39
II	0.32	0.08	78
III	0.40	0.10	98

Vemos entonces que, por ejemplo, en la zona III la aceleración de diseño de la superficie del terreno es de 98 cm / s².

También se puede utilizar el siguiente criterio para hallar " c " (Normas de Sismo, Apéndice) : en sitios en que se conozca el periodo dominante del terreno T_{s1} , y que se hallen en las partes sombreadas de la figura 3 1 (de esas Normas), también se adoptará $c = 0.4$ para estructuras del grupo B, y 0.6 para las del A ; fuera de las partes sombreadas se adoptará

$$c = 1.6 T_{s1} / (4 + T_{s1}^2)$$

Vemos que el coeficiente sísmico depende del periodo de vibración dominante del suelo T_{s1} .. Considerando que el coeficiente sísmico en la superficie $c_s = c / 4$ y que la aceleración en la superficie, en cm / s² , es igual a c_s por 980, en la figura 6 se presenta la variación de esta aceleración en función del periodo T_{s1} .

EJEMPLO

Determinar la respuesta de aceleración de un edificio sobre un estrato de suelo blando, con las siguientes características :

Masa = 217.5 t.s² / m

Peso = 2133 t

Periodo de la estructura $T_o = 0.3$ seg

Amortiguamiento en la estructura $\xi_o = 5$ %

Periodo por rotación $T_r = 0.76$ s.

Amortiguamiento en el terreno de cimentación $\xi_r = 15$ %

Periodo por traslación $T_x = 0.22$ s.

Periodo del terreno de cimentación $T_{s1} = 2.4$ s

El periodo acoplado de la estructura vale

$$T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_x^2 + T_r^2}$$

Obtenemos el cociente $T_1 / T_{s1} = 0.35$

Para entrar en el espectro de la figura 5 necesitamos el amortiguamiento acoplado del sistema, el cual está dado por (Zeevaert 1980) :

$$\xi_1 = \sqrt{1 - g_1}$$

$$g_1 = g_o g_r (T_1)^2 / (g_o T_r^2 + g_r T_o^2)$$

$$\text{donde } T_1 = \sqrt{T_o^2 + T_r^2} = 0.817 \text{ s}$$

$$g_o = 1 - \xi_o^2 = 0.9975$$

$$g_r = 1 - \xi_r^2 = 0.9775$$

$$\text{Sustituyendo } g_1 = 0.98 \quad \xi_1 = 0.141$$

Es decir el sistema tiene un amortiguamiento de 14.1 %

Entrando al espectro para diseño sísmico (figura 5, Zeevaert 1980), se obtiene un factor de amplificación $f_a = 1.9$.

Considerando una aceleración en la superficie de 98 cm / s², la aceleración en el centro de gravedad de la estructura está dado por (98) (1.9) = 186 cm / s².

REFERENCIAS

Newark, N M y Rosenbleuth, E, Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Diana, 1976.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (RCDF), 1987.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1986.

Roesset, J M. " Fundamentals of soil amplification " , Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1969.

Zeevaert, L. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.

Zeevaert, L, Interacción Suelo-Estructura de Cimentación, Limusa, 1980.

Tabla A7.1 ** Valores de K_x , K_r y K_v

En la zona II

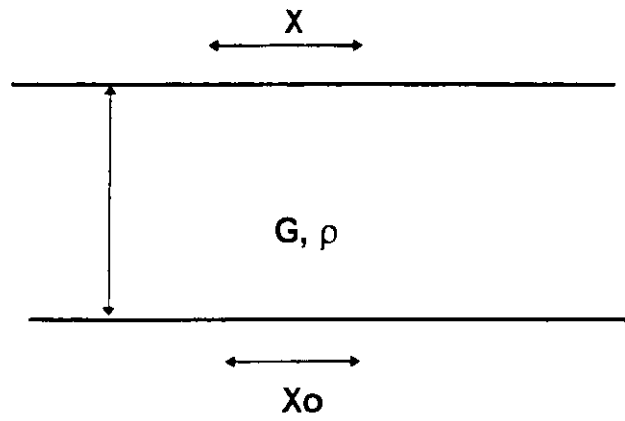
Profundidad de desplante (1)	K_x	K_r (2)	K_v Losa	K_v Zapata
≤ 1 m	$11GR_x$	$7GR_r^3$	$20GR_x$	$12GR_x$
≥ 3 m	$16GR_x$	$11GR_r^3$	$29GR_x$	$20GR_x$

En la zona III

Profundidad de desplante (1)	K_x	K_r			K_v
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción (3)	Sobre pilotes de punta (4)	
≤ 1 m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r^3$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
≥ 3 m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r^3$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

- 1 Para profundidades de desplante intermedias entra 1 y 3 m interpólese linealmente entre los valores de la tabla
- 2 Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase K_r infinita.
- 3 Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. Cuando tiene menos de esta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.
- 4 K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan al resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

** Tomado de la Gaceta Oficial del Departamento del D. F., 5 de noviembre 1987



Terreno firme

Fig. 1

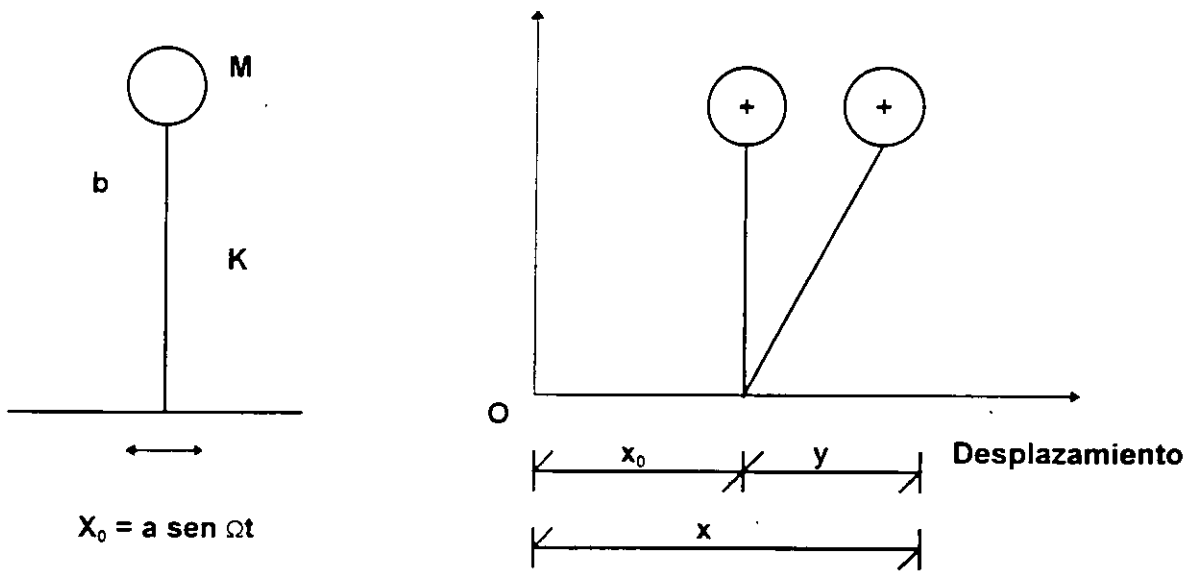


Fig. 2.

VARIACION DEL FACTOR DE AMPLIFICACION

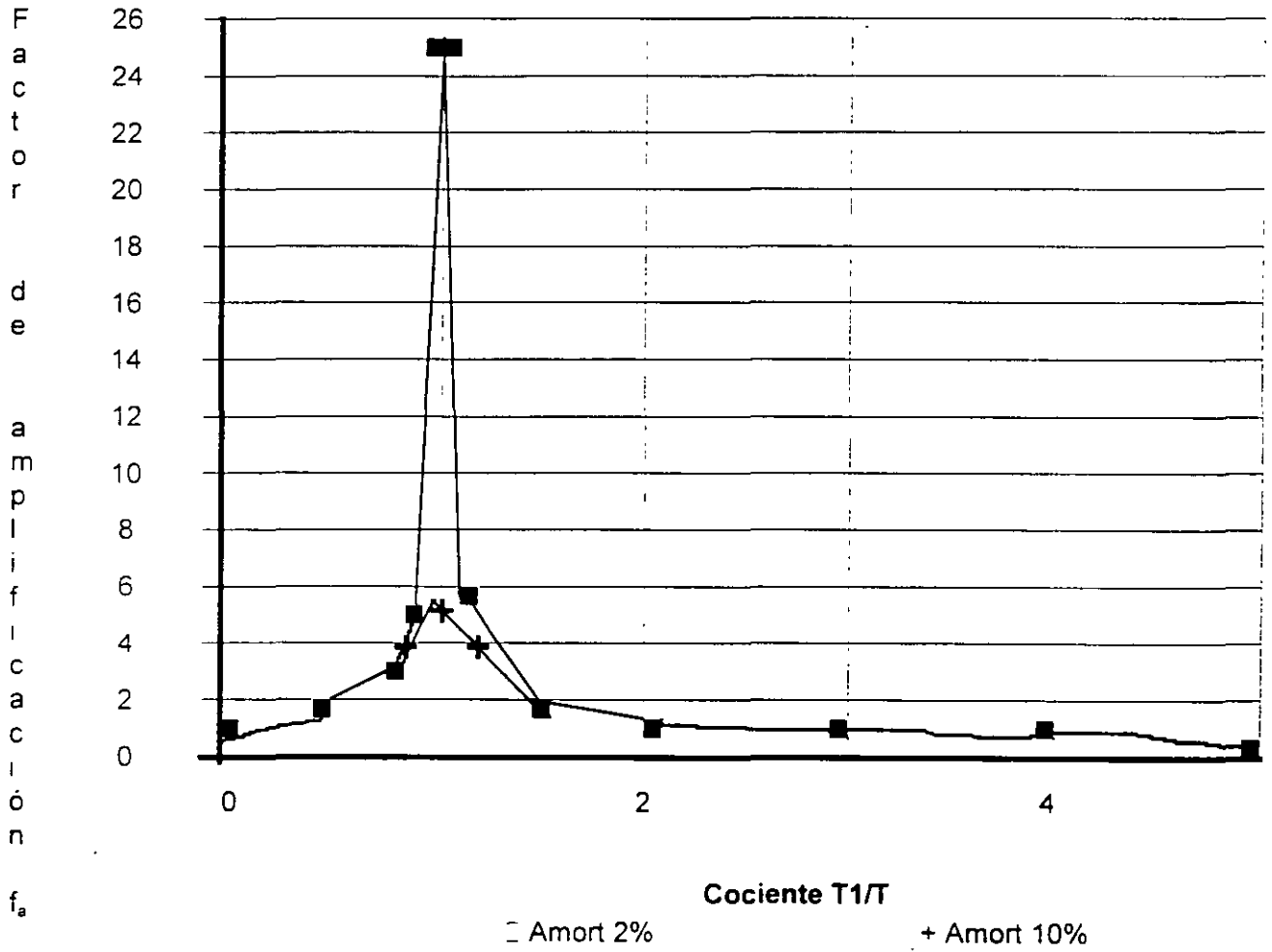


FIGURA 3

VARIACIÓN DEL FACTOR DE AMPLIACIÓN
AMORTIGUAMIENTO 20 % DEL CRITICO

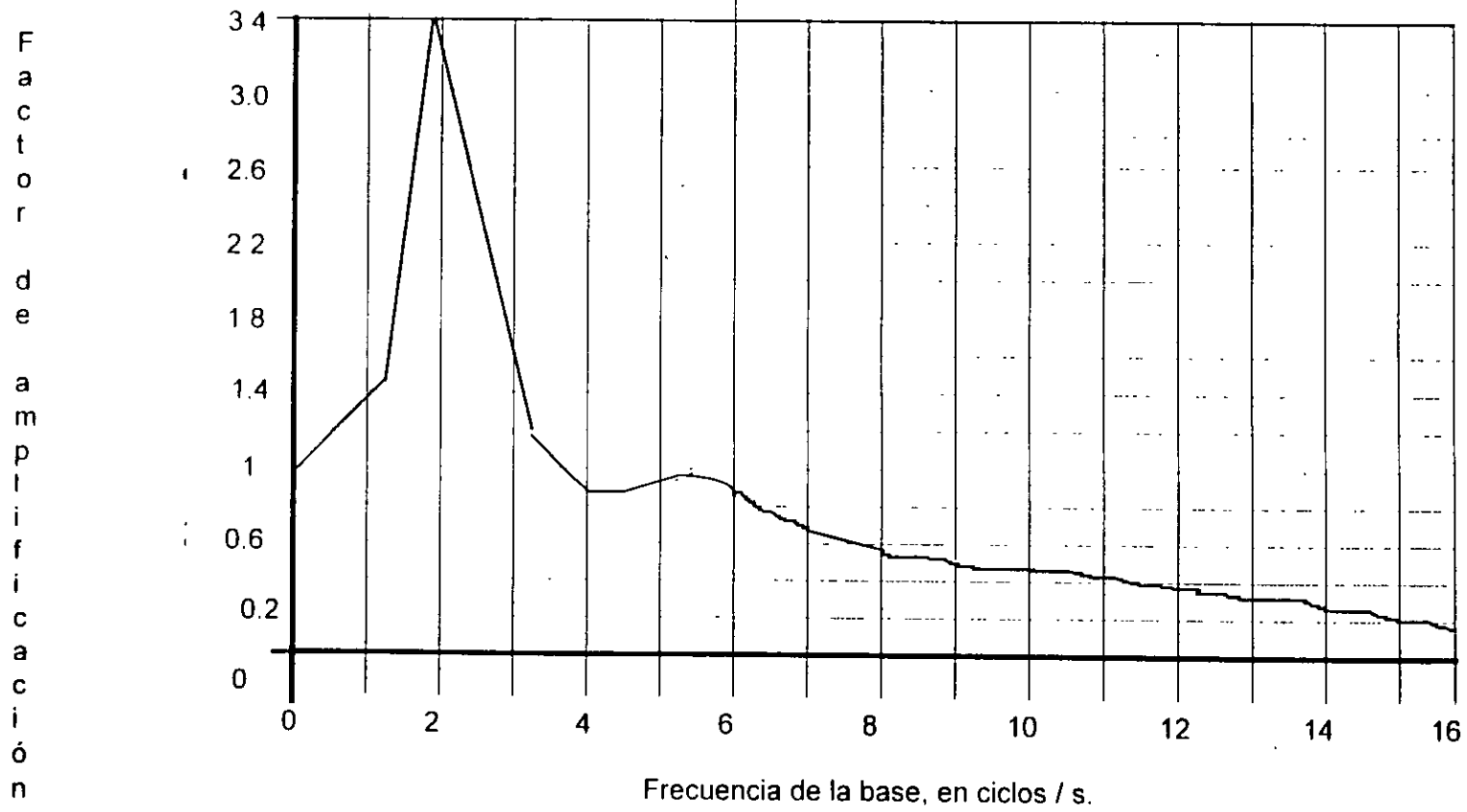
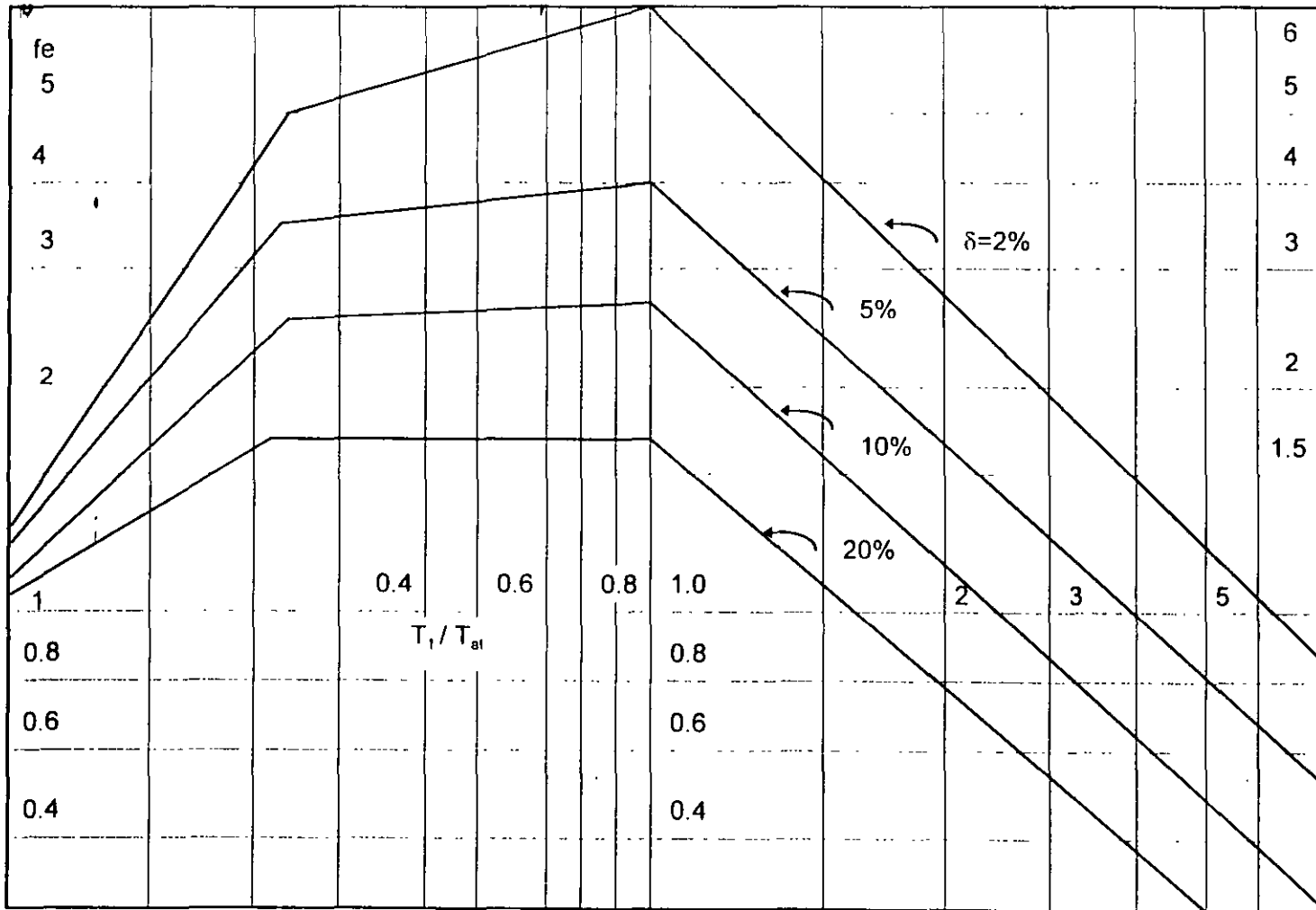
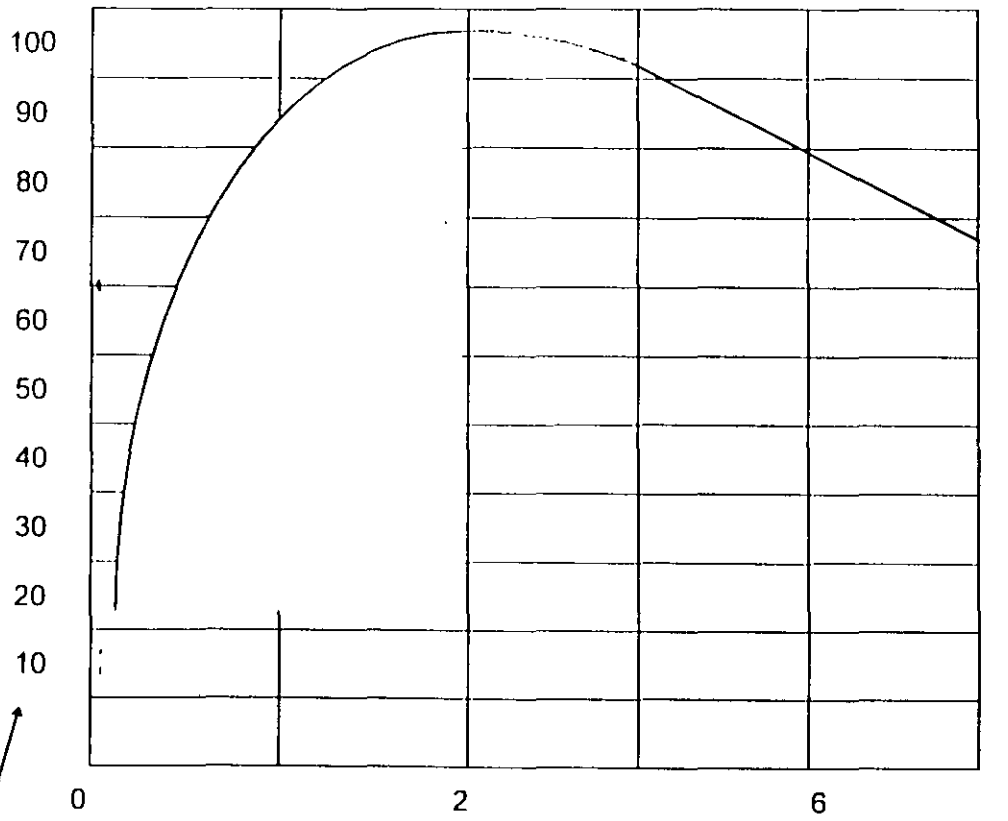


FIGURA 4



Espectro envolvente para diseño sísmico. (Zeevaert 1980)

FIG. 5



Periodo dominante del suelo, segundos

Figura 6

Aceleración del terreno natural, cm/s²



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

CALCULO DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

APUNTES DE CIMENTACIONES CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

Agustín Deméneghi Colina*
Margarita Puebla Cadena*
Héctor Sanginés García*

1. Características generales de deformabilidad en los suelos

En relación con su deformabilidad, la mayoría de los suelos presenta las siguientes características generales:

a) Su curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal

Consideremos una muestra de suelo sometido a una presión de confinamiento p_c , y apliquemos un esfuerzo desviador σ_v , en la fig 1 se muestra una curva típica esfuerzo desviador-deformación unitaria de un suelo. Observamos que el tramo inicial es una línea recta, y que después de cierto nivel de esfuerzo se convierte en una curva de concavidad hacia abajo. A la pendiente de la recta inicial se lo conoce como módulo tangente inicial E_t del suelo.

En relación con el comportamiento elástico lineal del terreno, para fines prácticos se ha demostrado que para muchas condiciones del subsuelo las ecuaciones de Boussinesq dan una distribución razonablemente precisa de los cambios del esfuerzo vertical. Sin embargo, estos cambios son difíciles de estimar en forma precisa para el caso de un estrato rígido que sobreyace a un estrato más compresible (Burland *et al* 1973)

Por otra parte, en cimentaciones someras la magnitud de la descarga por excavación es muy pequeña, por lo que las cargas sobre el terreno son monótonicamente crecientes. Además, los factores de seguridad son por lo general mayores que 2, y con mucha frecuencia son cercanos a 3 ó

aún mayores. Por lo tanto, en estas condiciones la respuesta del suelo es aproximadamente elástica (cuasielástica), y los asentamientos obtenidos con la teoría clásica unidimensional son muy parecidos a los valores determinados con métodos más sofisticados (Burland *et al* 1977). En consecuencia, la no linealidad del suelo no es un factor tan importante como en otros casos de mecánica de suelos (por ejemplo el comportamiento dinámico de un suelo en regiones de alta sismicidad), y con frecuencia se trabaja con el módulo tangente inicial E_t de la fig 1.

b) La rigidez de un suelo es función de la presión de confinamiento

En términos generales, al aumentar la presión de confinamiento se incrementa la rigidez de un suelo, siendo este fenómeno más acusado en suelos fricciones. En la fig 2 se muestra la variación del módulo tangente inicial con la presión de confinamiento en un cierto suelo.

Por lo anterior, en la mayoría de los suelos y en algunas rocas la rigidez aumenta con la profundidad. En consecuencia, una conclusión importante en mecánica de suelos es que se puede usar la teoría de la elasticidad para el cálculo de los asentamientos, pero considerando que la rigidez aumenta con la profundidad; en la mayoría de los casos prácticos se tiene que tomar en cuenta este fenómeno, pues de otra forma los resultados difieren notablemente de la realidad (Burland *et al* 1973).

*Profesores del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM

Por lo tanto, a menos que se conozca la variación de la rigidez con la profundidad, en particular cerca de la cimentación, hay poca probabilidad de una predicción precisa del asentamiento. Una forma común de no homogeneidad es aquella en que la rigidez aumenta linealmente con la profundidad, de tal forma que $E' = E'_0 + kz$ (Burland *et al* 1977).

Cabe señalar que, para suelos que son aproximadamente elásticos en su respuesta a cargas monotónicamente crecientes, los asentamientos obtenidos de la teoría clásica unidimensional son muy parecidos a los valores calculados con métodos más sofisticados (Burland *et al* 1977).

Por otro lado, la no homogeneidad cuando aumenta la rigidez con la profundidad tiene un pequeño efecto en la distribución del esfuerzo vertical.

Una forma aproximada de tomar en cuenta el fenómeno del incremento de rigidez con el confinamiento consiste en el empleo del criterio de Janbu (1963, citado por Duncan y Chang 1970), que establece que el módulo tangente inicial de deformación está dado por

$$E_t = E_{t0} + K p_u (p_u / p_u')^n \quad (1)$$

donde

E_t = módulo tangente inicial de deformación

E_{t0} = módulo tangente inicial de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero

K = coeficiente que depende de la rigidez del material

p_u = presión atmosférica = 10.3 t/m^2

p_u' = presión de confinamiento efectiva

n = exponente que depende de la clase de suelo

[Por ejemplo, para la arcilla de la ciudad de México se pueden emplear en forma preliminar los siguientes valores aproximados.

Deformación elástica (no drenada). $E_{t0} = 100 \text{ t/m}^2$, $n = 0.3$, $K_e = 50$

Deformación inmediata (no drenada) $E_{t0} = 75 \text{ t/m}^2$, $n = 0.3$, $K_e = 35$

c) La deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos

El ejemplo más claro de que la deformación de un suelo depende de la trayectoria de esfuerzos consiste en la diferencia de rigidez entre un suelo normalmente consolidado y un suelo preconsolidado. En este último, su rigidez puede ser de 3 a 4 veces mayor que la del material normalmente consolidado, las deformaciones del suelo serán por lo tanto muy diferentes en cada caso (Décourt 1989).

El efecto de la precarga en las arenas es muy significativo, así, puede haber arenas "precargadas" o "normalmente cargadas" con similar D_r , pero con comportamiento muy diferente (Ladd *et al* 1977). Por lo tanto, resulta inadecuada la utilización de la compactación relativa D_r como un índice único del comportamiento de una arena. Por el mismo motivo, la poca sensibilidad de la prueba de penetración estándar (SPT) para detectar el decremento de compresibilidad en arenas causado por la precarga (o preconsolidación) es la razón principal de la gran dispersión hallada en la predicción de asentamientos de zapatas en arenas. Los métodos que no separan las arenas normalmente cargadas de las precargadas están condenados al fracaso (Décourt 1989). De acuerdo con Burland y Burbridge (1985), el asentamiento de una zapata en una arena preconsolidada es aproximadamente igual a un tercio de la misma zapata sobre una arena normalmente consolidada, independientemente de la magnitud de la relación de preconsolidación (OCR).

2 Influencia del tipo de suelo

La magnitud y la evolución de las deformaciones de un suelo dependen fundamentalmente del tipo de material y de la presencia del nivel de agua freática (NAF). Se pueden distinguir tres clases de suelos

- i) Suelos friccionantes
- ii) Suelos cohesivos totalmente saturados
- iii) Suelos cohesivos parcialmente saturados

Las deformaciones en estos suelos se pueden calcular como se indica a continuación. (Debido a lo extenso del tema, y aun cuando son de gran importancia, se omiten los aspectos dinámicos)

3 Suelos friccionantes

Como mencionamos antes, en suelos friccionantes es muy importante tomar en cuenta el incremento de rigidez del terreno con la presión de confinamiento. Para esto se puede emplear en forma aproximada el criterio de Janbu (1963), con la siguiente expresión:

$$E_s = E_{s0} + K p_c (p_c' / p_c)^n \quad (2)$$

donde

E_s = módulo tangente inicial de deformación del suelo

E_{s0} = módulo tangente inicial de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero

K = coeficiente que depende de la rigidez del material

p_c = presión atmosférica = 10.13 t/m^2

p_c' = presión de confinamiento efectiva

n = exponente que depende de la clase de suelo

En la tabla 1 se presentan valores estadísticos de los módulos de deformación, los cuales deben emplearse únicamente para fines preliminares de análisis

El asentamiento se calcula empleando la ley de Hooke para cada estrato

$$\delta_z = (H/E_s) [\sigma_z - v (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (3)$$

La presión de confinamiento p_c' de la ec 9 es

$$p_c' = p_{co}' + (1/2) \Delta p_c'$$

$$\text{Pero} \quad \Delta p_c' = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Por lo tanto

$$p_c' = p_{co}' + (1/6) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (4)$$

En relación con el cálculo de asentamientos de zapatas en arenas, analizando la mayoría de los datos publicados, Burland y Burlbridge (1985, citados por Décourt 1989) concluyeron que el asentamiento δ_i (en milímetros) de zapatas en arenas normalmente cargadas estaría dado por:

$$\delta_i = q' B^{0.7} I_c \quad (5)$$

mientras que para arenas precargadas

$$\delta_i = q' B^{0.7} I_c / 3 \quad (6)$$

donde

$$I_c = 1.17 / N^{1.4} \quad (7)$$

q' = presión de contacto, en kN/m^2

B = ancho de la cimentación, en metros

4 Suelos cohesivos totalmente saturados

En suelos cohesivos totalmente saturados se presentan expansiones inmediatas producidas por excavación, asentamientos inmediatos a volumen constante (por recompresión y por compresión) y asentamientos diferidos con cambio de volumen (por recompresión y por compresión). Ocurren también deformaciones transitorias y permanentes, a volumen constante, producidas por sismo.

Las Normas de Cimentaciones establecen que en cimentaciones compensadas se calcularán:

i) Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación (asentamientos inmediatos a volumen constante);

ii) Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas; y

a) Los movimientos del tipo "debido al movimiento hacia adentro en el contacto con el terreno".

En una excavación pueden ocurrir varios tipos de deformaciones debidas a deformaciones del suelo a veces, exista la Po. ejemplo, en una excavación de 6 m de profundidad de 18 m de ancho por 12.5 m de longitud se observó una deformación lateral de 50 cm y de 20 cm lateralmente. En otra excavación de 6 m de profundidad de 16 m de ancho por 40 m de longitud se observó una expansión lateral de 40 cm y de 15 cm en la otra cara. Estos datos fueron registrados por Mazon y Mazon (1959) que además señalan que tales deformaciones de suelos son causa de asentamientos en un edificio cercano a la zona construida totalmente. La otra excavación de 6 m de profundidad de 16 m de ancho por 12.5 m de longitud se observó expansiones que oscilaron entre 20 y 50 cm (Mazon y Mazon 1959). Por su parte Terzaghi (1960) señala que en la excavación de 100 m de ancho por 1.5 m de ancho y de 7 m de profundidad se observó un "movimiento irregular de asentamiento que puede ser atribuido a enguapamiento de los bloques que cubren el fondo de la excavación al ser el suelo de tipo arenoso y de tipo arenoso con limo que se asienta de forma irregular al ser el tipo arenoso con limo". Debe agregarse que el movimiento de asentamiento en un tipo de suelo de tipo arenoso con limo es de tipo irregular y se debe controlar con expansiones inmediatas por el peligro de asentamiento que se ocasiona, más tarde, grandes asentamientos, más o menos muy inquietante, y le llama, para su propio uso, la paradoja de los asentamientos compensados, que ni siquiera inquieto durante varios años".

Para ejemplificar, las deformaciones que experimenta un suelo cohesionado totalmente

asentado, es un ejemplo de "movimiento" debido a una cimentación por debajo de la superficie de un edificio de concreto reforzado, en un suelo de este tipo. Para alisar el tipo de movimiento, efectuar un corte, lo que produce expansiones inmediatas del fondo de la excavación. Al construir el edificio, las expansiones se recuperan mediante hundimientos, es, se deforman, arena a otros por ser tipo arenoso. Debido a este tipo de movimiento, se presentan hundimientos inmediatos de edificios que se construyeron asentamientos por "expansiones" de fundaciones cercas al sistema de tierra de carga, como hundimientos diferenciales debidos al "movimiento de consolidación de la arena".

El efecto de las deformaciones inmediatas no puede llevarse a cabo de la siguiente forma:

1.1 Expansiones inmediatas

Las expansiones inmediatas se calculan considerando la teoría de la elasticidad pero conviene considerar que el módulo de deformación E_1 debe ser el de la presión de confinamiento.

Se ha observado que las expansiones inmediatas en un tipo de suelo, por lo que se introduce una sección de un tipo de tipo arenoso con limo, un ejemplo, es un ejemplo de tipo arenoso con limo que se muestra a continuación en el cual E_1 depende con la presión de confinamiento. En el tipo E, se se debe considerar la presión de confinamiento inicial (no preferencia del tipo consolidación de arenas), aplicando para esta presión de confinamiento ciclos de carga y descarga en el suelo. En algunos sitios de la ciudad de México, la arena exhibe un módulo elástico no drenado del orden de 50 kg/cm² (Alonso 1970).

1.2 Asentamientos inmediatos por recompresión

Los asentamientos inmediatos por recompresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero conviene considerar que el módulo de deformación E_2 debe ser el de la presión de confinamiento.

El cálculo se efectúa en forma similar al de las expansiones, pues el módulo de recompresión es muy parecido al de expansión; el signo de los esfuerzos es ahora de compresión.

4.3 Asentamientos inmediatos por compresión

Los asentamientos inmediatos por compresión se calculan con la teoría de la elasticidad, pero considerando que el módulo de deformación E_c aumenta con la presión de confinamiento.

En forma preliminar, para la arcilla de la ciudad de México se pueden emplear los siguientes valores estadísticos aproximados:

Deformación elástica (no drenada): $E_{cs} = 100$ t/m^2 , $n = 0.3$, $K_c = 50$

Deformación inmediata (no drenada): $E_{ci} = 75$ t/m^2 , $n = 0.3$, $K_c = 35$

Debemos insistir que en un estudio de mecánica de suelos se deben determinar los módulos de deformación de los materiales mediante pruebas de campo o de laboratorio, y que los valores estadísticos se deben usar sólo para fines preliminares de análisis.

4.4 Asentamientos diferidos por recompresión y compresión

Debido a la carga por recompresión y por compresión se presentan asentamientos diferidos debidos a cambio de volumen por expulsión de agua. Éstos se calculan con los resultados de pruebas de consolidación unidimensional.

Al aplicar una carga sostenida en un suelo cohesivo totalmente saturado se presenta una deformación a largo plazo, debida al fenómeno de *consolidación* del suelo. En general se acepta que la consolidación consta de dos procesos (a) la *consolidación primaria*, debida al fenómeno de expulsión del agua del suelo, y (b) la *consolidación secundaria*, debida a una deformación de tipo viscoplástico de las partículas del suelo.

La deformación por consolidación primaria se puede calcular con la teoría de Terzaghi (Juarez Badillo y Rico 1963) y la deformación por consolidación secundaria se puede calcular empleando la teoría de Zeevaert (1973).

En la práctica la deformación diferida se conoce a partir de una prueba de consolidación, que consiste en aplicar varias cargas sostenidas, durante lapsos más o menos definidos (que usualmente duran un día). En general se aplican del orden de 7 a 9 cargas, por lo que un ensayo de consolidación dura de 7 a 9 días. Los resultados de una prueba de consolidación se grafican en una curva de *compresibilidad*, en la que se trazan en el eje de las ordenadas la relación de vacíos y en el eje de las abscisas la presión aplicada (es usual graficar esta en escala logarítmica).

Conocida la curva de compresibilidad de un estrato de suelo, el asentamiento se puede calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta H = [\Delta e / (1 + e_0)] H_i \quad (8)$$

La deformación diferida se puede calcular también en forma aproximada en función del índice de recompresión C_{rc} en el tramo de recompresión (fig. 3). El asentamiento a largo plazo de un estrato de espesor H se obtiene de la siguiente forma:

$$\Delta e = C_{rc} \log \left(\frac{p_r' + \Delta p'}{p_0'} \right) \quad (9)$$

Por lo tanto

$$\Delta H = \frac{C_{rc} H}{1 + e_0} \log \left(\frac{p_0' + \Delta p'}{p_0'} \right) \quad (10)$$

5. Suelos cohesivos parcialmente saturados

La problemática de los suelos cohesivos parcialmente saturados es diferente a la de los suelos totalmente saturados. En éstos, la presión hidráulica u_w es mayor que cero, mientras que en aquéllos la presión u_w es menor que cero.

Consideremos un suelo cohesivo totalmente saturado, y hagamos que éste pierda humedad; durante este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juarez Badillo y Rico 1976); a la tensión en el agua se le denomina *succión*. Por lo tanto, en una arcilla parcialmente saturada la succión produce un incremento de la presión efectiva, y un proceso de contracción del material. Por el contrario, una disminución de la succión ocasionara un aumento del volumen del suelo.

A la presión del agua del suelo, inferior a la atmosférica, se le denomina succión, la cual es la suma de la contribución de la succión mátrica, la osmótica y la gravitacional, entre otras posibles. La succión mátrica es el resultado de las fuerzas capilares y la adsorción debida a la matriz del suelo. La succión osmótica es el efecto que produce la presencia de sales en el agua, que disminuye su energía potencial; en particular, las sales bajan la presión de vapor del agua, esto no afecta en forma significativa el flujo del líquido, pero sí influye en el proceso que involucra la difusión de vapor. La succión gravitacional se determina por la elevación del punto respecto a un nivel de referencia arbitrario. En la práctica, es usual expresar la succión en términos del pF, el cual se define como el logaritmo en base 10 de la succión expresada en centímetros de columna de agua. El valor máximo medido del pF es del orden de 7, y corresponde a una arcilla desecada a 110°C (Zepeda 1992).

Por otra parte, la plasticidad de los suelos da lugar a que además de la deformación debida a cambio de esfuerzos (por carga externa, peso propio o succión), se presente una deformación adicional producida por la absorción de moléculas de agua dentro de las moléculas de las partículas sólidas del suelo. Esta absorción de agua depende de la mineralogía de las partículas de arcilla, por ejemplo, es mayor cuando el mineral es montmorilonita

Un ejemplo de suelos parcialmente saturados lo constituyen las arcillas expansivas, las cuales en temporada de lluvias pueden sufrir fuertes expansiones y en temporada de estiaje pueden experimentar contracciones por una disminución de su humedad.

Los movimientos anteriores pueden producir daños, sobre todo en estructuras ligeras como casas habitación y pavimentos. Estos daños se presentan en lugares de clima semihúmedo o árido, cuando el nivel de agua freática (NAF) se encuentra a gran profundidad.

Consideremos un estrato de arcilla de espesor H , y aceptemos que el decremento de relación de vacíos está dado por (fig 4)

$$\Delta e = C_s \log (p_f / p_o) \quad (11)$$

La deformación del estrato vale entonces

$$\Delta H = \Delta e H / (1 + e_o) \quad (12)$$

Supongamos ahora que deseamos valuar la deformación que sufre una estructura al variar la succión de la temporada de estiaje a la temporada de lluvias (fig 5). Antes de la construcción de la estructura la presión vertical a la profundidad z vale $(p_v - u_s)$, además, el suelo está sometido a una succión que vale $(u_s - u_{w0})$. Por lo tanto, la presión inicial p_o está dada por

$$p_o = (p_v - u_s) + (u_s - u_{w0}) \quad (13)$$

La construcción de la estructura produce un incremento de carga $\Delta p = \sigma_z$. Si posteriormente la succión cambia a otro valor u_{wf} , la presión final será

$$p_f = (p_v - u_s) + \sigma_z + (u_s - u_{wf}) \quad (14)$$

La expansión del estrato de arcilla la obtenemos con las ecs 11 y 12

$$\Delta e = C_s \log (p_f / p_o) = C_s \log [(p_v + \sigma_z + u_{wf}) / (p_v - u_{w0})]$$

$$\Delta H = \Delta e H / (1 + e_o)$$

La valoración de p_o se puede llevar a cabo con la realización de una prueba de "volumen constante", que consiste en aplicar una carga dada al suelo, para luego sumergir éste en agua; la arcilla tiende a expandirse, por lo que se incrementa la carga para evitar dicha expansión; el proceso se continúa hasta que el espécimen no muestra ya tendencia a expandirse. A partir de esta presión, la prueba se continúa en forma normal, cargando y descargando el suelo. La presión de expansión p_s' se obtiene como se indica en la fig 6; se considera que $p_o \equiv p_s'$. Esta corrección se hace debido a efectos de alteración del suelo al pasar del campo al laboratorio (Fredlund y Rahardjo 1993).

La magnitud de $u_{w,f}$ se tiene que estimar para la condición más desfavorable en el campo. Un extremo puede ser $u_{w,f} \geq 0$, lo que implica que la presión en el agua puede ser igual o mayor que la presión atmosférica. Sin embargo, no necesariamente se presenta esta condición extrema, pues en sitios áridos con buen drenaje nunca se presenta una saturación completa del suelo. En este sentido, es conveniente realizar mediciones de campo durante varios años, para tener valores estadísticos de las variaciones de la succión en cada localidad.

Se puede emplear el mismo criterio para valorar la contracción de la arcilla al pasar de la temporada de lluvias a la de estiaje. Considerando el mismo ejemplo, en la temporada de lluvias:

$$p_e = (p_v - u_a) + \sigma_z - (u_a - u_{w,o})$$

En la época de estiaje la succión vale $(u_a - u_{w,f})$ y la presión final

$$p_f = (p_v - u_a) + \sigma_z + (u_a - u_{w,f})$$

La contracción se obtiene aplicando las ecs 11 y 12

Ilustremos la aplicación del criterio anterior con el siguiente ejemplo (fig 5)

$q = 3 \text{ t/m}^2$, planta de la estructura 3 por 10 m, $C_u = 0.09$, $e_o = 1.9$. En una prueba de "volumen constante": $p_s' = 45 \text{ kg/cm}^2$ (en temporada de estiaje)

$$p_v = 1.8(0.6) + 1.5(0.3) = 1.53 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_z = 2.986 \text{ t/m}^2$$

Al pasar a la temporada de lluvias la succión se reduce a 5 kg/cm^2 . En temporada de estiaje la succión aumenta de 5 a 44.8 kg/cm^2

Cálculo de la expansión de la arcilla, al pasar de la temporada de estiaje a la temporada de lluvias:

$$p_o \equiv p_s' = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{En la temporada de lluvias } p_f = 0.153 + 0.299 + 5 = 5.452 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando las ecs 11 y 12:

$$\Delta e = 0.09 \log(5.452/45) = 0.121$$

$$\Delta H = \Delta e H / (1 + e_o) = 0.121(0.6)/(1+1.9) = 0.0251 \text{ m}$$

La arcilla se expande 2.5 cm

Cálculo de la contracción al pasar de la temporada de lluvias a la de estiaje:

$$p_o = 5.452 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_f = (p_v - u_a) + \sigma_z + (u_a - u_{w,f}) = 0.153 + 0.299 + 44.8 = 45.252 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta e = 0.0827, \Delta H = 0.0171 \text{ m}$$

La arcilla se contrae 1.7 cm

6. Uso de fórmulas elásticas

La teoría de la elasticidad proporciona un buen número de soluciones para diferentes condiciones geométricas y de carga sobre el terreno. Por lo tratado en los incisos anteriores, es evidente que el empleo de fórmulas elásticas sólo proporciona una solución aproximada, pues no se toma en cuenta el efecto de la no linealidad en la relación esfuerzo-deformación del suelo, ni de la variación de la rigidez del material con la profundidad, y además es difícil considerar el efecto de la precarga en los suelos. Sin embargo, las fórmulas elásticas se usan con frecuencia en la práctica, dada su sencillez, el ingeniero debe estar consciente que su empleo sólo da una aproximación gruesa al cálculo de las deformaciones.

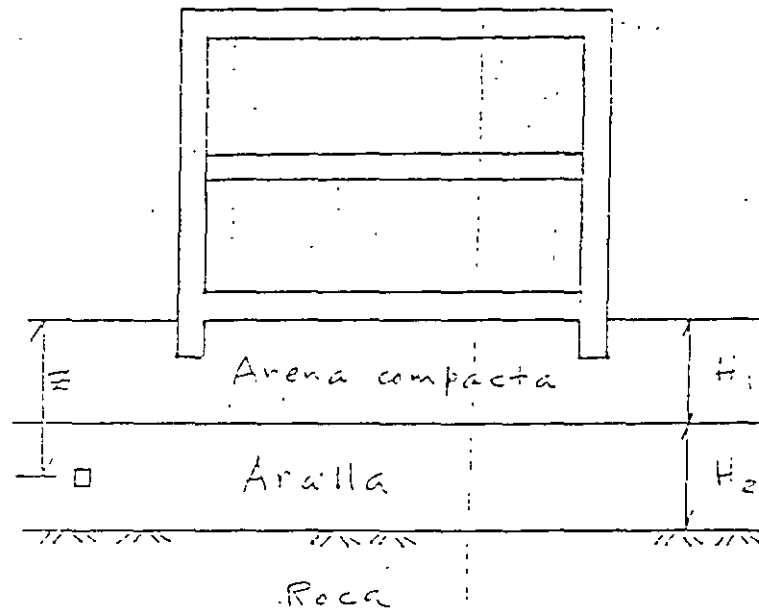
En el apéndice I se proporcionan fórmulas elásticas para varios casos prácticos. El lector puede consultar el libro de Poulos y Davis (1974), el cual contiene numerosas soluciones elásticas de interés para la ingeniería de cimentaciones.

Ciudad Universitaria, D.F., junio de 1998

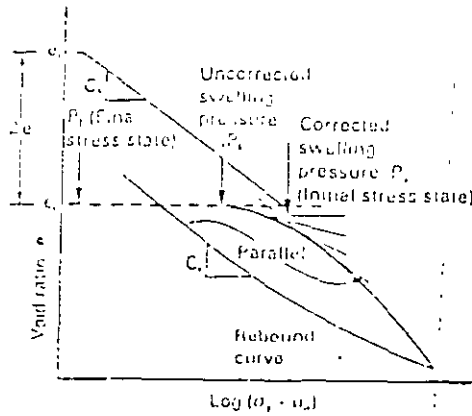
Referencias

- Alberro, J., "Investigaciones sobre el metropolitano de la ciudad de México. Mediciones efectuadas en las excavaciones". Rev Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, julio-sept 1970
- Burland, J B, Sils, G C y Gibson, R E, "A field and theoretical study of the influence of non-homogeneity on settlement", VIII Congreso Int de Mec de Suelos e Ing de Cimentaciones, Moscú, 1973
- Burland, J B, Broms, B B y De Mello, V F B, "Behaviour of foundations and structures", IX Congreso Int de Mec de Suelos e Ing de Cimentaciones, Tokio, 1977
- Burland, J B y Burbridge, M C, "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civ Engrs, part I, pp 1325-1381, 1985
- Décourt, L, "The standard penetration test, state-of-the-art report", XII Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, Rio de Janeiro, 1989
- Duncan, J M y Chang, C Y, "Non-linear analysis of stress and strain in soils", Jour Soil Mech Found Div, ASCE, SM5, sept 1970
- Fredlund, D G y Rahardjo, H, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, 1993
- Janbu, N, "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests", European Conf Soil Mech Found Eng, Wiesbaden, Germany, Vol 1, pp 19-25, 1963
- Juárez Badillo, E y Rico, A. *Mecánica de Suelos*, tomo I, 3ra ed, Limusa, 1976
- Ladd, C C, Foott, R, Ishihara, K, Schlosser y Poulos, H G, "Stress-deformation and strength characteristics", IX Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, Tokio, 1977
- Marsal, R J y Mazari, M, *El Subsuelo de la Ciudad de México*, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1959
- Poulos, H G y Davis, E H, *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, Wiley, 1974
- Tamez, E, "Cincuenta años de geotecnia en ICA", Memoria de la Reunion Comemorativa: 40 Años de Investigación y Práctica en Geotecnia, tomo II, Fundación ICA, 1996
- Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973
- Zepeda, J A, "Comportamiento de arcillas expansivas", Conferencia Ing Fernando Espinosa Gutiérrez, 2do Congr Ing Civil, Querétaro, 1992 (reproducido en la Rev Soc Mex Mec Suelos, No 4, dic 1993)

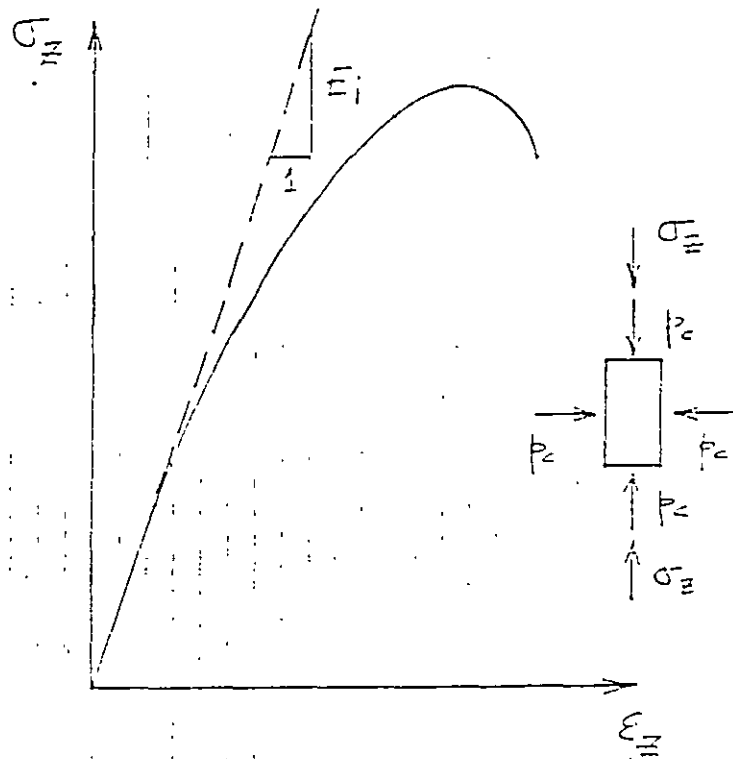
(ACDEFSUE)



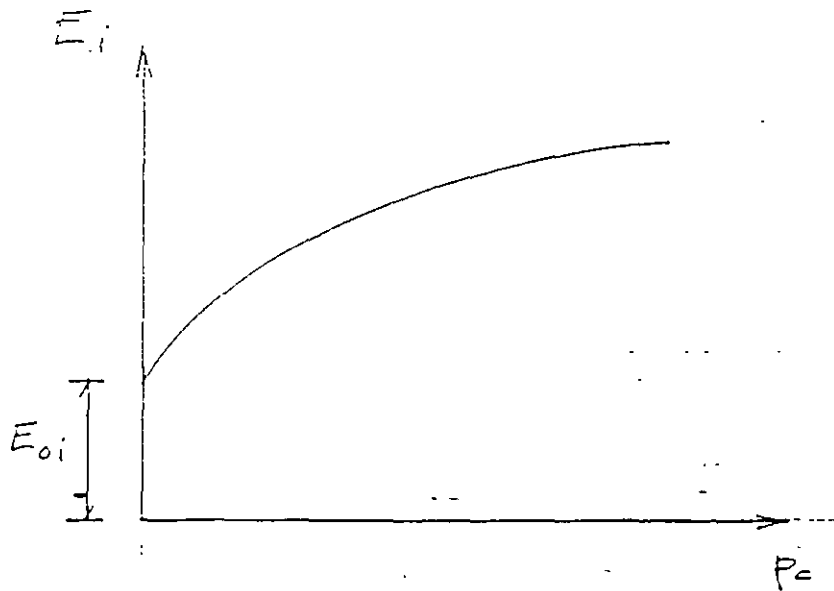
EXPANSION DE UN ESTRATO DE ARCILLA
FIGURA 5



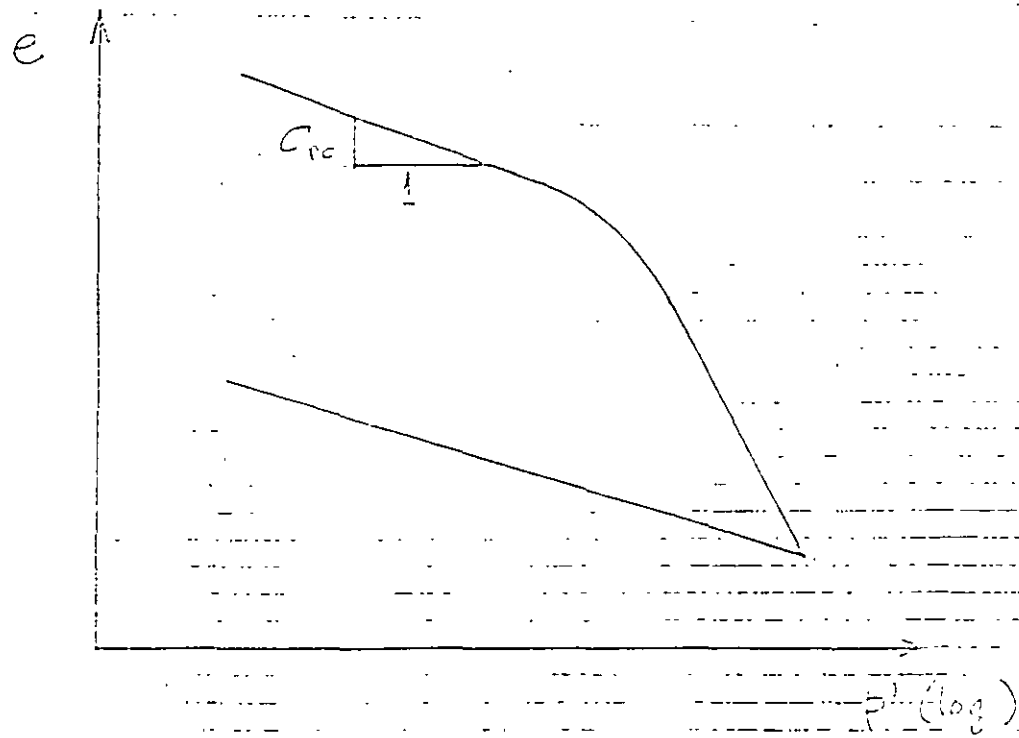
PRUEBA DE VOLUMEN CONSTANTE
(FREDLUND Y RAHARDJO 1993)
FIGURA 6



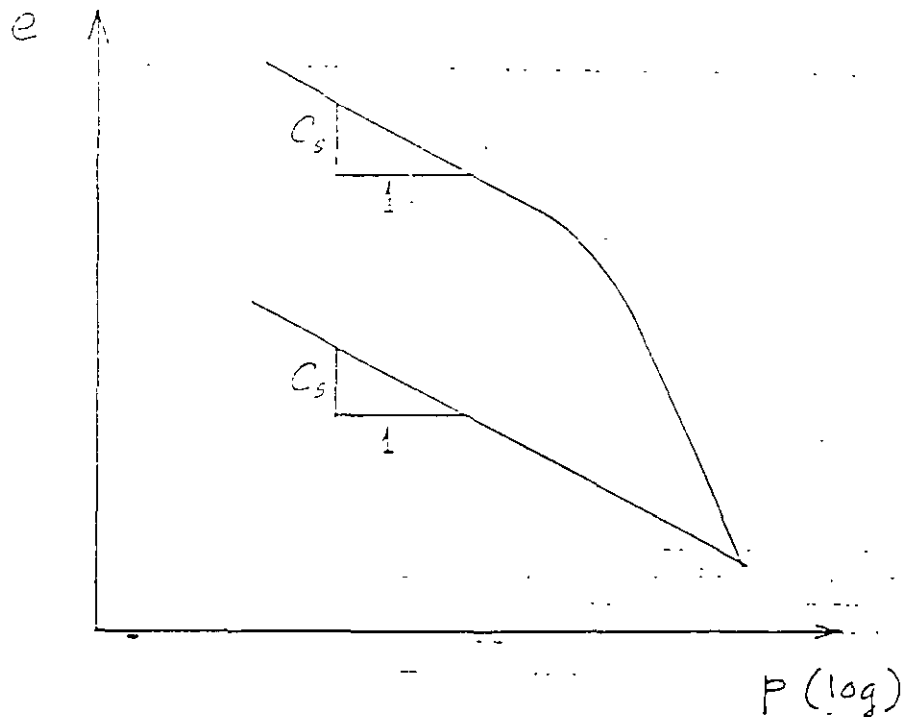
CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN
UNITARIA DE UN SUELO
FIGURA 1



VARIACIÓN DEL MÓDULO TANGENTE INICIAL
CON LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO
FIGURA 2



SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO
 FIGURA 3



SUELO COHESIVO PARCIALMENTE SATURADO
 FIGURA 4

TABLA I
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACION
SUELOS FRICCIONANTES

Terreno normalmente cargado

Estado	D _r	K	n	v	N	q _{cent} kg/cm ²
Muy suelto	< 0.2	< 140	0.65	0.33	< 4	< 20
Suelto	0.2-0.4	140-290	0.65-0.62	0.33-0.30	4-10	20-40
Medianamente compacto	0.4-0.6	290-800	0.62-0.58	0.30-0.27	10-30	40-120
Compacto	0.6-0.8	800-1300	0.58-0.55	0.27-0.25	30-50	120-400
Muy compacto	> 0.8	> 1300	0.55	0.25	> 50	> 400

Terreno precargado

Estado	D _r	K	n	v	N	q _{cent} kg/cm ²
Muy suelto	< 0.2	< 420	0.65	0.33	< 4	< 20
Suelto	0.2-0.4	420-870	0.65-0.62	0.33-0.30	4-10	20-40
Medianamente compacto	0.4-0.6	870-2400	0.62-0.58	0.30-0.27	10-30	40-120
Compacto	0.6-0.8	2400-3900	0.58-0.55	0.27-0.25	30-50	120-400
Muy compacto	> 0.8	> 3900	0.55	0.25	> 50	> 400

D_r = compacidad relativa
v = relación de Poisson

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

(ACDEFSUE)

EJEMPLOS SOBRE CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS

Ejemplo 1

(Suelo friccionante)

Calcular el asentamiento medio y los giros alrededor de los ejes x y y de la zapata rectangular de concreto reforzado de la fig E1-1. Columna de 25 por 30 cm Zapata de 1.7 por 2 m, espesor losa zapata = 30 cm Profundidad de desplante = 60 cm

$\Sigma Q' = 26 \text{ t}$, $M_y = 4.2 \text{ t-m}$, $M_x = 6.8 \text{ t-m}$

Terrazo de cimentación arena medianamente compacta, normalmente cargada, $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$, $\phi^* = 37^\circ$, $D_r = 58\%$, $s_r = 2.6$, $N = 15$ golpes (prueba de penetración estándar)

Para el cálculo del asentamiento medio utilizar el método de Burland y Burbidge, y el método de Janbu con $K = 450$ y $n = 0.6$. Para el cálculo de los giros emplear el método de Janbu

Solución:

Cálculo de la presión sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 25(0.3)(0.3)(2.4) - (1.7)(2) - 0.25(0.3)(0.3)(1.6) = 30.098 \text{ t}$$

$$e = M_y / \Sigma Q = 4.2 / 30.098 = 0.1395 \text{ m}$$

$$e_x = M_x / \Sigma Q = 6.8 / 30.098 = 0.2259 \text{ m}$$

$$b = B - 2e_x = 1.421 \text{ m}$$
, $b' = B' - 2e_x = 1.5482 \text{ m}$

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale

$$q = 30.098 / 1.7(2) = 8.852 \text{ t/m}^2$$

El incremento neto de presión en el contacto cimiento-terreno es

$$q_n = 8.852 - 1.6(0.6) = 7.892 \text{ t/m}^2$$

Cálculo del asentamiento medio

El asentamiento se calcula con el incremento neto de presión despreciando el efecto de la e-cavación, ya que esta es pequeña

Método de Burland y Burbidge (arena normalmente cargada)

$$\delta = q' B'^{0.7} L \tag{5}$$

donde

$$L = i / 17 / N^{0.2} \tag{7}$$

q' = presión de contacto, en kN/m^2

B = ancho de la cimentación, en metros

$$L = 0.0264$$

$$q' = 8.852 \text{ t/m}^2 = 86.81 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta = 3.32 \text{ mm} = 0.332 \text{ cm}$$

Método de Janbu

En la tabla E1-1 se presenta el cálculo del hundimiento de la zapata. El subsuelo se dividió, para fines de cálculo, en "estratos" de 30 cm de espesor (fig E1-2). En la tabla E1-1 se presenta el cómputo para los primeros cuatro "estratos"; para los demás "estratos" el cálculo es similar. Se emplearon las siguientes fórmulas

$$K_n = 1 - \text{sen } \phi^* \tag{fórmula de Jaky}$$

$$E_s = E_{so} + K p_a (p_c' / p_a)^n \tag{ec 2}$$

donde

E_s = módulo tangente inicial de deformación del suelo

E_{so} = módulo tangente inicial de deformación para un confinamiento efectivo igual a cero = 0

K = coeficiente que depende de la rigidez del material = 450

p_a = presión atmosférica = 10.3 t/m^2

$$p_c' = p_{co}' + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \tag{ec 4}$$

p_{co}' = presión de confinamiento efectiva = $(1+2K_n) p_v / 3$

$$p_c' = p_c, \quad p_{co}' = p_{co}$$

n = exponente que depende de la clase de suelo = 0.6

Se obtiene un asentamiento medio de 0.586 cm (cómputo del asentamiento hasta 8.1 m de profundidad).

Cálculo del giro alrededor del eje y

El giro aproximado alrededor del eje y se puede obtener de la siguiente forma calculamos el asentamiento bajo los puntos B y C (fig E1-3), considerando una reacción uniforme actuando en el área de ancho B' y largo L' . El cómputo de los hundimientos de los puntos B y C se presenta en las tablas E1-2 y E1-3, respectivamente, para los 4 primeros "estratos". La presión uniforme, considerando el efecto de los dos momentos M_x y M_y , vale

$$q' = \Sigma Q / A' = \Sigma Q / B' L' = 30.098 / 1.421(1.5482) = 13.681 \text{ t/m}^2$$

El incremento neto de presión es

$$q_n' = 13.681 - 1.6(0.6) = 12.721 \text{ t/m}^2$$

Con este valor se calculan los esfuerzos σ_z , σ_x y σ_y de las tablas E1-2 y E1-3

Con los asentamientos de 0.725 y 0.348 cm, se obtiene un giro aproximado alrededor del eje y de $(0.00725 - 0.00348) / 0.989 = 0.00381$ radianes = 0.218° .

El giro alrededor del eje x de calcula en forma similar.

TABLA EI-1
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO MEDIO

Estrato	p_a	p_{co}	σ_z	σ_x	σ_y	p_c	E_s	δ
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m
1	1.2	0.719	7.867	4.746	4.646	3.595	2462.7	0.00654
2	1.68	1.006	2.359	2.249	2.448	3.015	2217.9	0.00387
3	2.16	1.293	6.238	0.908	1.129	2.673	2067.0	0.00982
4	2.64	1.581	4.986	0.315	0.472	2.543	2002.5	0.00071
						Hasta una profundidad de 8.7 m	Asentamiento	0.00586 m

Fórmulas utilizadas

$$E_s = E_{so} + K p_c (p_c' / p_c)''$$

$$p_{co}' = (1 - 2K_o) p_c' / 3$$

$$\delta_z = (1/E_s) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (\text{cc } 3)$$

$$p_c = \text{presión atmosférica} = 10.3 \text{ t/m}^2$$

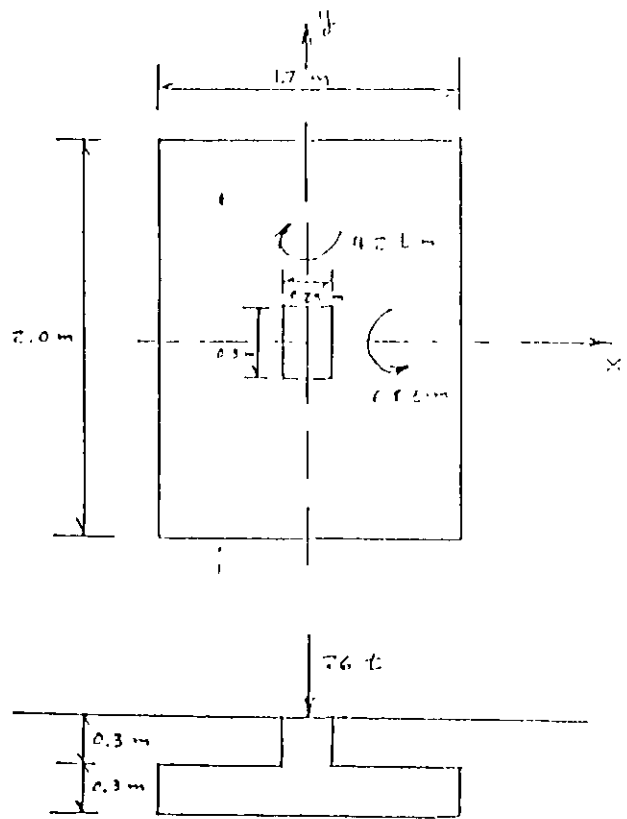
$$p_c' = p_{co}' + (1/6)(\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) \quad (\text{cc } 4)$$

TABLA EI-2
CÁLCULO DEL GIRO ALREDEDOR DEL EJE J
ASENTAMIENTO DEL PUNTO B

Estrato	p_a	p_{co}	σ_z	σ_x	σ_y	p_c	E_s	δ
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m
1	1.2	0.719	12.616	7.059	7.020	5.173	3056.1	0.00111
2	1.68	1.006	11.299	2.742	1.237	3.336	2562.4	0.00111
3	2.16	1.293	8.836	0.859	1.016	3.079	2245.7	0.00092
4	2.64	1.581	6.555	0.191	0.287	2.752	2099.7	0.00073
						Hasta una profundidad de 7.8 m	Asentamiento	0.00725 m

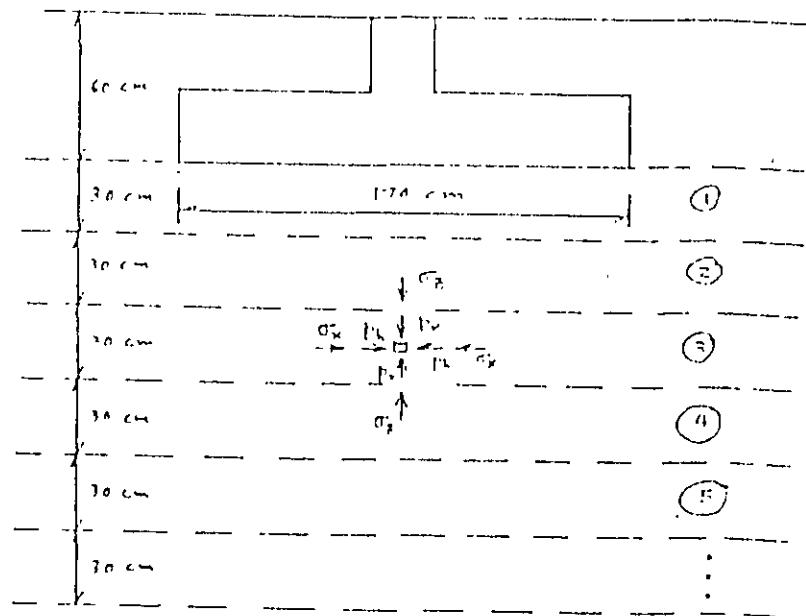
TABLA EI-3
CÁLCULO DEL GIRO ALREDEDOR DEL EJE y
ASENTAMIENTO DEL PUNTO C

Estrato	p_a	p_{co}	σ_z	σ_x	σ_y	p_c	E_s	δ
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m
1	1.2	0.719	2.032	2.305	1.018	1.324	1353.3	0.00024
2	1.68	1.006	2.735	1.600	0.473	1.520	1470.5	0.00044
3	2.16	1.293	2.724	1.004	0.172	1.656	1548.1	0.00046
4	2.64	1.581	2.462	0.611	0.030	1.811	1633.2	0.00042
						Hasta una profundidad de 7.8 m	Asentamiento	0.00348 m



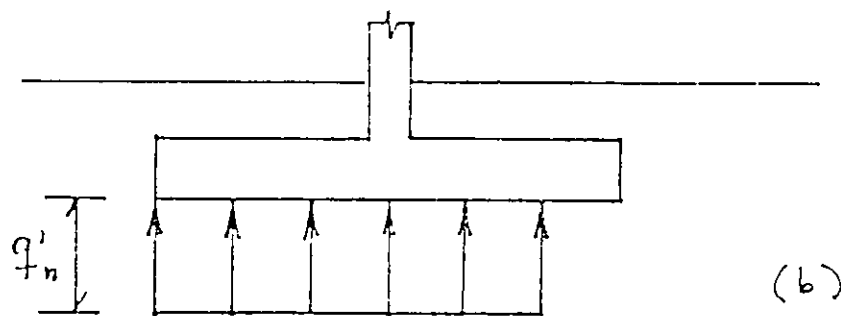
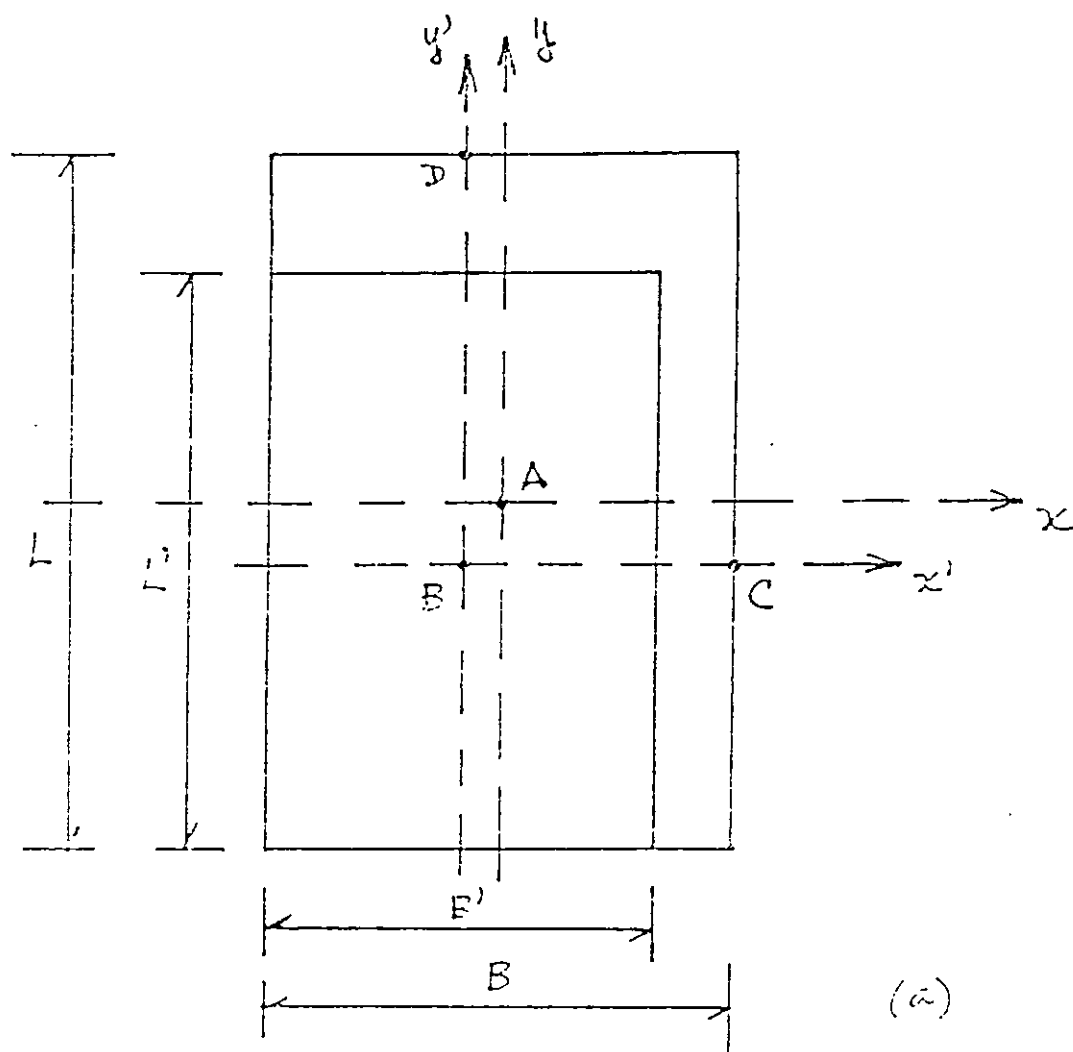
$\gamma_r = 50\%$, $\phi^* = 37^\circ$, $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$
 Arena $c_f = 2.6$

SUELO FRICCIÓNANTE
 FIGURA E1-1



CÁLCULO DEL ASCENTAMIENTO
 MÉTODO DE JAIIBU

FIGURA E1-2



CÁLCULO DEL GIRO ALREDEDOR DEL EJE y
 FIGURA E1-3

Ejemplo 2

(Suelo cohesivo totalmente saturado)

Para alojar el cajón de cimentación de un edificio se requiere hacer una excavación de 5.6 m de profundidad, en un área de 16.5 por 39.8 m en planta. El inmueble tiene un peso unitario máximo de 12 994 t/m² y un peso unitario medio de 10 172 t/m² (ya considerando el peso del cajón de cimentación). La estratigrafía del subsuelo se indica en la tabla E2-1. Calcular

- a) La expansión inmediata del fondo del corte, debida a la excavación.
- b) El asentamiento inmediato por recompresión (recuperación de la expansión por excavación).
- c) El asentamiento inmediato por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso del edificio)
- d) El asentamiento diferido por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso del edificio)

Para los incisos a a c utilizar el método de Janbu con $E_{su} = 100 \text{ t/m}^2$, $n = 0.3$ y $K_c = 50$, $E_{su} = 75 \text{ t/m}^2$, $n = 0.3$ y $K_c = 35$, $K_c = 0.4$, $v = 0.4$

Para el inciso d utilizar un módulo de recompresión $C_{rc} = 0.39$ y una relación de vacíos $e = 5$.

Solución

- a) La descarga por excavación vale $1.55(1.8)+1.55(0.3)+1.43(2.7)+1.32(0.8) = 8.172 \text{ t/m}^2$, con este valor se calculan los esfuerzos σ_v , σ'_v y σ'_c . En la tabla E2-2 se presenta el cálculo de la expansión inmediata por la excavación de 5.6 m de profundidad. Se obtiene una magnitud de la expansión de 7.7 cm.
- b) El asentamiento inmediato por recuperación de la expansión es del orden de la expansión, es decir, es de 7.7 cm.
- c) La tabla E2-3 contiene el cómputo del hundimiento inmediato por compresión, debido a un incremento neto de presión de $12 994 - 8 172 = 4 822 \text{ t/m}^2$. Se obtiene una magnitud del asentamiento de 6.1 cm.
- d) En la tabla E2-4 se exhibe el cálculo del asentamiento diferido debido a un incremento neto de presión de $10 172 - 8 172 = 2 \text{ t/m}^2$. Se halló un valor del asentamiento diferido de 7.3 cm.

TABLA E2-1
ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO

Estrato	Profundidad (m)	H (m)	w (%)	e_{su} (t/m)	Descripción
1	0-1.8	1.8	46.2	1.55	Limo arenoso
1'	1.8-2.1	0.3	46.2	1.55	Limo arenoso
2	2.1-4.8	2.7	75.1	1.43	Limo poco arenoso
3	4.8-5.6	0.8	147.8	1.32	Arcilla limosa
3'	5.6-6.6	1.0	147.8	1.32	Arcilla limosa
4	6.6-11.4	4.8	109.6	1.39	Arcilla limosa
5	11.4-15.0	3.6	266.4	1.18	Arcilla limosa

Profundidad del nivel de agua freática (NAF): 1.8 m

w = contenido natural de agua γ = peso volumétrico saturado del suelo

TABLA E2-2
CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN INMEDIATA POR EXCAVACIÓN

Profundidad	H	p_o'	p_{oa}'	σ_z	σ_x	σ_y	E_u	δ
	m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m
3'	1.0	4.532	2.719	8.171	7.342	7.197	445.4	0.0036
4'	4.8	5.628	3.377	7.964	4.122	5.212	468.6	0.0386
5'	3.6	6.888	4.133	6.825	1.549	3.054	491.6	0.0348
							Expansion	0.077 m

Fórmulas utilizadas:

$$E_u = E_{oa} + K_c p_o' (p_o' / p_o)^\alpha$$

$$p_o' = \text{presión de confinamiento efectiva}$$

$$\delta_z = (H/E_u) [\sigma_z - v(\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$p_o = \text{presión atmosférica} = 10.3 \text{ t/m}^2$$

$$p_{oa}' = p_{oa}$$

TABLA E2-3
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESIÓN

Profundidad	H	p_o'	p_{oa}'	σ_z	σ_x	σ_y	E_u	δ
	m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m
3'	1.0	4.532	2.719	4.822	4.332	4.247	316.8	0.0003
4'	4.8	5.628	3.377	4.699	2.432	3.076	333.0	0.0320
5'	3.6	6.888	4.133	4.027	0.914	1.802	349.1	0.0289
							Asentamiento	0.0612 m

Fórmulas utilizadas:

$$E_u = E_{oa} + K_c p_o' (p_o' / p_o)^\alpha$$

$$\delta_z = (H/E_u) [\sigma_z - v(\sigma_x + \sigma_y)]$$

TABLA E2-4
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DIFERIDO POR COMPRESIÓN

Profundidad	H	p_o'	σ_o	$p_o' + \sigma_o$	C_c	e_o	δ
	m	t/m ²	t/m ²	t/m ²			m
3'	1.0	4.532	2.000	6.532	0.39	5	0.0103
4'	4.8	5.628	1.919	7.577	0.39	5	0.0403
5'	3.6	6.888	1.760	8.648	0.39	5	0.0221
						Asentamiento	0.0727 m

Fórmulas utilizadas:

$$\Delta H = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left(\frac{p_o' + \Delta p'}{p_o'} \right) \quad (\text{ec } 10)$$

$$p_o' = p_o$$

$$\Delta p' = \sigma_z$$

(ACDEFSUE)

CÁLCULO APROXIMADO DE DEFORMACIONES EN SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

Agustín Deméneghi Colina¹

La deformación de un suelo cohesivo totalmente saturado depende de su plasticidad. En la fig 1 se muestra la variación de los índices de recompresión C_{rc} y de compresión C_c en función del índice de plasticidad (Mitchell, 1993).

Por otra parte, al ocurrir la deformación de un suelo se presenta una deformación vertical acompañada de una deformación horizontal —que denominaremos deformación por *cambio de forma*—, y una deformación vertical sin deformación horizontal —que denominaremos deformación por *cambio de volumen*—. En un suelo puramente friccionante, al ocurrir la deformación vertical se presentan simultáneamente la deformación por cambio de forma y la deformación por cambio de volumen. En cambio, al aplicar una carga sobre un suelo plástico totalmente saturado, ocurre una deformación inmediata por cambio de forma (ya que el volumen permanece prácticamente constante) y, si la carga se mantiene en forma permanente (lo que ocurre usualmente en una cimentación) se presentará a largo plazo una deformación diferida por cambio de volumen.

Por lo anterior, debemos diferenciar en suelos cohesivos la deformación inmediata (a volumen constante) y la deformación diferida (con cambio de volumen)

En suelos cohesivos totalmente saturados se puede calcular la deformación de un estrato empleando la fórmula de Janbu

$$E_t = E_{t0} + K p_a (p_c'/p_a)^n$$

Para fines preliminares de cálculo se pueden usar los siguientes valores aproximados de propiedades de deformación

a) Deformación por cambio de forma

Tramo de recompresión

$$E_{urc} = 0.8108 (IP - 4)$$

$$4 < IP < 100\%: K_{urc} = - 3.9583 (IP - 4) + 840$$

$$100 < IP < 300\%: K_{urc} = - 1.5 (IP - 100) + 460$$

Tramo de compresión (tramo virgen)

$$E_{uo} = 0.1014 (IP - 4)$$

$$4 < IP < 100\%: K_u = - 1.4583 (IP - 4) + 280$$

$$100 < IP < 300\%: K_u = - 0.6 (IP - 100) + 140$$

b) Deformación por cambio de volumen

Tramo de recompresión

$$E_{orc}' = 0.4054 (IP - 4)$$

$$4 < IP < 100\%: K_{rc}' = - 4.375 (IP - 4) + 840$$

$$100 < IP < 300\%: K_{rc}' = - 1.7 (IP - 100) + 420$$

Tramo de compresión (tramo virgen)

$$E_o' = 0.05068 (IP - 4)$$

$$4 < IP < 100\%: K' = - 1.5625 (IP - 4) + 280$$

$$100 < IP < 300\%: K' = - 0.6 (IP - 100) + 130$$

El exponente n se puede tomar como

$$n = - 0.0006757 (IP - 4) + 0.6$$

E_{urc} , E_{uo} , E_{orc}' y E_o' están en t/m^2

Referencia

Mitchell, J K, *Fundamentals of Soil Behavior*, 2ª ed, Wiley, 1993

(Acdefsue2)

¹ Profesor del Departamento de Geotecnia,
Facultad de Ingeniería, UNAM

CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN SUELOS. MÉTODO NO LINEAL

Agustín Deméneghi Colina*

Al ocurrir la compresión de un suelo se presentan dos clases de deformaciones. (a) una compresión vertical sin que se presenten deformaciones horizontales —que denominaremos compresión por cambio de volumen (fig 1a)—, y (b) una compresión vertical a volumen constante que va acompañada de deformaciones laterales —que llamaremos compresión por cambio de forma (fig 1b)—.

ECUACIÓN CONSTITUTIVA DE LA COMPRESIÓN POR CAMBIO DE VOLUMEN

Consideremos un elemento de suelo y supongamos por un momento que la presión vertical inicial p_{v0} se mantiene constante. Demos incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y (fig 2), para el cálculo de la deformación unitaria podemos usar una ley de comportamiento similar a la ley de Hooke

$$\epsilon \equiv (1/A) [\sigma_z - v (\sigma_x + \sigma_y)]^f \quad (1)$$

donde $(1/A)$ es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria, v es la relación de Poisson y f un exponente que depende del estado de esfuerzo y de la clase de suelo

Suponiendo que el espesor h_z del elemento es suficientemente pequeño para que la relación entre el incremento de esfuerzo horizontal y el incremento de esfuerzo vertical sea constante, tenemos que

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (2)$$

$$c_1 = a_1 \sigma_z \quad c_2 = a_2 \sigma_z \quad (3)$$

Sustituyendo las ecs 2 y 3 en la ec 1

$$\epsilon \equiv (1/A) \{\sigma_z [1 - v (a_1 + a_2)]\}^f \quad (4)$$

$$\epsilon \equiv (1/A) (i \sigma_z)^f \quad (5)$$

siendo

$$f = 1 - v (a_1 + a_2) \quad (6)$$

La compresión del suelo por cambio de volumen la podemos calcular con la siguiente ecuación constitutiva

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A_{cv}} \frac{(d \sigma_z / p_a)}{[(b_3 p_i + p_{vc} + \sigma_z) / p_a]^s} \quad (7)$$

p_a = presión atmosférica = 10^3 t/m^2 , que se introduce con el fin de que el módulo A sea adimensional (véase Janbu, 1963)

El coeficiente b_3 se agrega debido a que los efectos de p_i y de p_c no son necesariamente iguales en el comportamiento de un suelo.

$$\text{Sea } p_{ve} = b_3 p_i + p_{v0} \quad (8)$$

$$\frac{dh}{h} = - \frac{f}{p_a^{1-s} A_{cv}} \frac{d \sigma_z}{(p_{ve} + \sigma_z)^s} \quad (9)$$

ECUACIÓN CONSTITUTIVA DE LA COMPRESIÓN POR CAMBIO DE FORMA

Como mencionamos antes, la deformación de un elemento de suelo es función inversa del esfuerzo de confinamiento. Veamos a continuación cómo tomar en cuenta este efecto. Consideremos el elemento de la fig 3, sometido a una presión de confinamiento p_{c0} ; demos incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y sobre el cuerpo, tal como se ilustra en la fig 4. Estos incrementos de esfuerzo ocasionan que la presión de confinamiento p_{c0} aumente en una cantidad Δp_c , dando lugar a un nuevo valor de p_c , que vale

$$p_c = p_{c0} + \Delta p_c \quad (10)$$

En términos generales, en mecánica de suelos se acepta que Δp_c es igual al incremento de

* Profesor del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería UNAM

esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo

$$\Delta p_c = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir la cantidad de (1/3) por coeficientes, es decir

$$\Delta p_c = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y) \quad (11)$$

donde, dada la experiencia actual $b_1 = 1/3$ y $b_2 = 1/3$

Reemplazando las ecs 3 en la ec 11

$$\Delta p_c = c \sigma_z \quad (12)$$

conce

$$c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \quad (13)$$

Sustituyendo en la ec 10

$$p_c = p_{cc} + c \sigma_z \quad (14)$$

Si el suelo tiene cierta cohesión o cementación, tendrá una resistencia a la tensión p_c (bajo una presión efectiva igual a cero), la cual se puede interpretar como equivalente a un confinamiento interno. Por lo tanto, la ec 14 se puede poner

$$p_c = b_3 p_i + (p_{cc} + c \sigma_z) \quad (15)$$

Demos ahora incrementos diferenciales de esfuerzo al elemento (fig 5) Con los resultados anteriores, podemos plantear una ecuación constitutiva para la compresión por cambio de forma en la que la deformación unitaria sea directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ec 5, e inversamente proporcional a la presión de confinamiento dada por la ec 15, es decir (Demeneghi, 1984)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A_{cr}} \frac{(f \sigma_z / p_c)^r d(f \sigma_z / p_c)}{\{ (b_3 p_i + (p_{cc} + c \sigma_z)) / p_c \}^s} \quad (16)$$

donde A_{cr} es el módulo de rigidez del suelo, y r y s son exponentes que depende del tipo de suelo

$$\text{Sea} \quad p_{cc} = b_3 p_i + p_{cc} \quad (17)$$

La ec 16 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A_{cr}} \frac{(f \sigma_z / p_c)^r d(f \sigma_z / p_c)}{\{ (p_{cc} + c \sigma_z) / p_c \}^s} \quad (18)$$

Cuando ocurre una compresión del suelo por cambio de forma, el exponente $r \equiv 1$, por lo que la ec 18 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A_{cr}} \frac{(f \sigma_z / p_c) d(f \sigma_z / p_c)}{\{ (p_{cc} + c \sigma_z) / p_c \}^s} \quad (19)$$

La ec 19 es una ecuación constitutiva para el cálculo de la deformación por cambio de forma. Su integración depende de la clase de suelo, como se verá en los siguientes incisos

SUELOS FRICCIONANTES

Un suelo friccionante (o granular) es aquel formado por partículas sólidas individuales, que se apoyan directamente unas sobre otras, formando una estructura simple cuya rigidez como masa aumenta con la presión de confinamiento, y en el que las fuerzas que predominan son las debidas a la acción de la gravedad. Son ejemplos de suelos friccionantes las gravas, las arenas y los limos no plásticos

Deformación por cambio de volumen

En un suelo friccionante se debe emplear la presión vertical inicial efectiva p_{v0} , por lo que la ec 6 queda

$$p_{ve} = b_3 p_i + p_{v0} \quad (20)$$

La compresión por cambio de volumen la obtenemos integrando la ecuación constitutiva (ec 9) Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento disminuye su espesor de h_0 a h_{1cv} (fig 1a) En consecuencia integramos el primer miembro de la ec 9 de h_0 a h_{1cv} , y el segundo miembro de 0 a σ_z

$$\int_{h_0}^{h_{1cv}} \frac{dh}{h} = - \frac{f}{A_{cr} p_c^{1-s}} \int_0^{\sigma_z} \frac{c \sigma_z}{(p_{ve} + \sigma_z)^s} d\sigma_z$$

$$\frac{h_{1cv}}{h_0} = \exp \left\{ - \frac{f [(p_{ve} + \sigma_z)^{1-s} - p_{ve}^{1-s}]}{A_{cr} p_c^{1-s} (1-s)} \right\} \quad (21)$$

Llamemos δ_{cv} a la deformación vertical del elemento (fig 1a)

$$\delta_{cv} = h_o - h_{fcv} \quad h_{fcv} = h_o - \delta_{cv}$$

Dividiendo entre h_o

$$h_{fcv}/h_o = 1 - \delta_{cv}/h_o = 1 - \epsilon_{cv} \quad (22)$$

donde ϵ_{cv} es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como δ_{cv} entre h_o

$$\epsilon_{cv} = \delta_{cv}/h_o \quad (23)$$

Reemplazando las ecs 22 y 23 en la ec 21, y despejando ϵ_{cv} ,

$$\epsilon_{cv} = 1 - \exp \left\{ - \frac{f[(p_{ve} + \sigma_z)^{1-s} - p_{ve}^{1-s}]}{A_{cv} p_a^{1-s} (1-s)} \right\} \quad (24)$$

Pero $\epsilon_{cv} = \delta_{cv}/h_o$, por lo tanto

$$\delta_{cv} = \left\{ 1 - \exp \left\{ - \frac{f[(p_{ve} + \sigma_z)^{1-s} - p_{ve}^{1-s}]}{A_{cv} p_a^{1-s} (1-s)} \right\} \right\} h_o \quad (25)$$

$$\text{donde} \quad p_{ve} = b_3 p_i + p_{vc} \quad (26)$$

La ec 25 proporciona la deformación vertical por cambio de volumen de un elemento de espesor h_o , sometido a incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y .

En la tabla 1 se presentan valores aproximados de las propiedades de deformación por cambio de volumen, las cuales deben usarse únicamente para fines preliminares de análisis. En la práctica se recomienda la ejecución de pruebas de campo o de laboratorio para la determinación de estas propiedades

TABLA 1
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE COMPRESIÓN
POR CAMBIO DE VOLUMEN
SUELOS PURAMENTE FRICCIONANTES

Terrano normalmente cargado

Estado	D.	N	C_{cons} kg/cm ²	v	A_{cv}	ϵ_{cv}
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	0.33	< 260	0.7
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	0.33-0.30	260-660	0.7
Medianamente compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	0.30-0.27	660-1390	0.7-0.75
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	0.27-0.25	1390-1870	0.75-0.8
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 400	0.25	> 1870	0.8

$$p_a = 10.3 \text{ t/m}^2, b_3 = 1, p_i = 0$$

D_r = compacidad relativa

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

v = relación de Poisson

Terrano precargado

Estado	D.	N	C_{cons} kg/cm ²	v	A_{cv}	ϵ_{cv}
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	0.33	< 520	0.7
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	0.33-0.30	520-1320	0.7
Medianamente compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	0.30-0.27	1320-2780	0.7-0.75
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	0.27-0.25	2780-3740	0.75-0.8
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 400	0.25	> 3740	0.8

$$p_c = 10.3 \text{ t/m}^2, b_2 = 1, p_1 = 0$$

D = compacidad relativa

ν = relación de Poisson

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

Compresión por cambio de forma

En un suelo friccionante se debe emplear la presión efectiva p_{ce} como presión de confinamiento. La compresión por cambio de forma la hallamos integrando la ecuación constitutiva correspondiente (ec 19). Las ecs 17 y 19 quedan

$$p_{ce} = b_3 p + p_{c0} \quad (27)$$

$$\frac{dn}{n} = - \frac{1}{A} \frac{(f\sigma_z/p_a) d(f\sigma_z/p_a)}{\{(p_{ce} + c\sigma_z)/p_a\}^s} \quad (28)$$

Procedamos a integrar la ec 28. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento disminuye su espesor h del valor inicial h_c al valor final h_{ce} (fig 1b). En consecuencia, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 28 de h_c a h_{ce} el primer miembro, y de 0 a σ_z el segundo miembro

$$\int_{h_{ce}}^{h_c} \frac{dn}{n} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f\sigma_z/p_a) d(f\sigma_z/p_a)}{\{(p_{ce} + c\sigma_z)/p_a\}^s}$$

$$\frac{h_{ce}}{h_c} = \exp \left\{ - \frac{p_a^{s-2} f^2}{A_{ce} c} \left[- \frac{1}{(s-2)(p_{ce} + c\sigma_z)^{s-2}} \right. \right.$$

$$\left. \left. - \frac{p_{ce}}{(s-1)(p_{ce} + c\sigma_z)^{s-1}} - \frac{1}{(s-2)(s-1)p_{ce}^{s-2}} \right] \right\} \quad (29)$$

Llamemos δ_{ce} a la deformación vertical del elemento (fig 1b)

$$\delta_{ce} = h_c - h_{ce}, \quad h_{ce} = h_c - \delta_{ce}$$

Dividiendo entre h_c

$$h_{ce}/h_c = 1 - \delta_{ce}/h_c = 1 - \epsilon_{ce} \quad (30)$$

donde ϵ_{ce} es la deformación unitaria vertical del cuerpo, definida como δ_{ce}/h_c

$$\epsilon_{ce} = \delta_{ce}/h_c \quad (31)$$

Reemplazando las ecs 30 y 31 en la ec 19, y despejando ϵ_{ce}

$$\epsilon_{ce} = 1 - \exp \left\{ - \frac{p_a^{s-2} f^2}{A_{ce} c} \left[- \frac{1}{(s-2)(p_{ce} + c\sigma_z)^{s-2}} \right. \right.$$

$$\left. \left. + \frac{p_{ce}}{(s-1)(p_{ce} + c\sigma_z)^{s-1}} + \frac{1}{(s-2)(s-1)p_{ce}^{s-2}} \right] \right\} \quad (32)$$

Tomando en cuenta que $\epsilon_{ce} = \delta_{ce}/h_c$

$$\delta_{ce} = \left\{ 1 - \exp \left\{ - \frac{p_a^{s-2} f^2}{A_{ce} c} \left[- \frac{1}{(s-2)(p_{ce} + c\sigma_z)^{s-2}} \right. \right. \right.$$

$$\left. \left. + \frac{p_{ce}}{(s-1)(p_{ce} + c\sigma_z)^{s-1}} + \frac{1}{(s-2)(s-1)p_{ce}^{s-2}} \right] \right\} \right\} h_c \quad (33)$$

La ec 33 proporciona la compresión vertical por cambio de forma de un elemento de suelo friccionante de espesor h_c

En la fig 6 se exhibe una curva esfuerzo-deformación unitaria (aplicando la ec 32), para una arena compacta sometida a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm².

En la tabla 2 se presentan valores aproximados de las propiedades de compresión por cambio de forma, las cuales deben usarse únicamente para fines preliminares de análisis. En la práctica se recomienda la ejecución de pruebas de campo o de laboratorio para la determinación de estas propiedades.

TABLA 2
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE COMPRESION
POR CAMBIO DE FORMA
SUELOS PURAMENTE FRICCIONANTES

Terreno normalmente cargado

Estado	D_r	N	Q_{cons}	ν	A_{ref}	s_{ref}
			Kg/cm ²			
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	0.33	< 80	1.7
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	0.33-0.30	80-300	1.7
Medianamente compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	0.30-0.27	300-900	1.7-1.6
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	0.27-0.25	900-1900	1.6-1.5
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 400	0.25	> 1900	1.5

$K_c = 1 - \text{sen } \delta^*$ (fórmula de Jaky)

$p_1 = 10.3 \text{ t/m}^2$, $b_1 = b_2 = 1/3$, $b_3 = 1$, $c = 0$

D_r = compacidad relativa

ν = relación de Poisson

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

Terreno precargado

Estado	D_r	N	Q_{cons}	ν	A_{ref}	s_{ref}
			kg/cm ²			
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	0.33	< 160	1.7
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	0.33-0.30	160-600	1.7
Medianamente compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	0.30-0.27	600-1800	1.7-1.6
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	0.27-0.25	1800-3800	1.6-1.5
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 400	0.25	> 3800	1.5

$K_c = (1 - \text{sen } \delta^*) (\text{OCR})^{0.57 \text{ sen } \delta^*}$ (Mitchell, 1993)

$p_1 = 10.3 \text{ t/m}^2$, $b_1 = b_2 = 1/3$, $b_3 = 1$, $c = 0$

D_r = compacidad relativa

ν = relación de Poisson

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

La deformación por cambio de forma se computa con $\nu = 0.5$, ya que la compresión por cambio de volumen se calculó antes, y la compresión por cambio de forma se supone que ocurre a volumen constante.

La deformación total vertical es la suma de las compresiones por cambio de volumen y por cambio de forma

Ejemplo

Calcular el asentamiento de la zapata rectangular de concreto reforzado de la fig E-1. Columna de 25 por 30 cm. Zapata de 1.7 por 2 m, espesor losa zapata = 30 cm. Profundidad de desplante = 60 cm

$\Sigma Q' = 26 \text{ t}$

Terreno de cimentación arena medianamente compacta, normalmente cargada, $\gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$, $D_r = 59\%$, $\delta^* = 37^\circ$, N = 15 golpes (prueba de penetración estándar)

Solución

Cálculo de la presión sobre el terreno

La sumatoria de cargas al nivel de desplante vale

$\Sigma Q = 26 + 1.7(2)(0.3)2.4 + 0.25(0.3)(0.3)(2.4) + ((1.7)(2) - 0.25(0.3))(0.3)(1.6) = 30.098 \text{ t}$

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale

$q = 30.098 / 1.7(2) = 8.852 \text{ t/m}^2$

El incremento neto de presión en el contacto cimiento-terreno es

$q_n = 8.852 - 1.6(0.6) = 7.892 \text{ t/m}^2$

El asentamiento se calcula con el incremento neto de presión despreciando el efecto de la excavación, ya que ésta es pequeña.

En la tabla E-1 se presenta el cálculo del hundimiento de la zapata. El subsuelo se dividió, para fines de cálculo, en "estratos" de 20 cm de espesor (fig E-2). En la tabla E-1 se presenta el cómputo para los primeros cuatro "estratos", para los demás "estratos" el cálculo es similar. Se emplearon las siguientes fórmulas:

$$K_c = 1 - \text{sen } \epsilon^* \quad (\text{fórmula de Jaky})$$

$$v = K_c / (1 + K_c)$$

$$p_a = \text{presión atmosférica} = 10.3 \text{ t/m}^2$$

$$p_{co}' = \text{presión de confinamiento efectiva} = (1 + 2K_c) p_v' / 3$$

$$p_{vo}' = p_{vo}, \quad p_{co}' = p_{co}$$

Se obtiene un asentamiento total de 0.55 cm (cómputo del asentamiento hasta 5 m de profundidad)

TABLA E-1
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CAMBIO DE VOLUMEN

Estrato	h_c	p_{co}'	σ_z	σ_z	σ_z	f	p_{co}	δ_c
	m	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²		t/m ²	m
1	0.2	1.12	7.854	5.118	5.293	0.624	1.12	0.000223
2	0.2	1.44	7.708	3.471	3.373	0.747	1.44	0.000245
3	0.2	1.76	7.203	2.191	1.971	0.835	1.76	0.000245
4	0.2	2.08	6.445	1.311	1.092	0.894	2.08	0.000233

Se emplearon las ecuaciones 2, 6, 25 y 26

$$h_c = 0.2 \text{ m}, \quad p_a = 10.3 \text{ t/m}^2, \quad b_1 = 1, \quad p_1 = 0$$

$$A = 642.5, \quad s = 0.7125, \quad v = K_c / (1 + K_c) = 0.285$$

El asentamiento debido a la compresión por cambio de volumen de 22 "estratos" de 20 cm de espesor (profundidad 5 m) resulta de 0.00234 m.

TABLA E-2
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CAMBIO DE FORMA

Estrato	p_{co}'	p_{co}	σ_z	σ_z	σ_z	f	c	p_{co}	δ
	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²			t/m ²	m
1	1.12	0.671	7.854	5.118	5.293	0.340	0.774	0.671	0.000080
2	1.44	0.852	7.708	3.471	3.373	0.555	0.629	0.852	0.000239
3	1.76	1.054	7.203	2.191	1.971	0.711	0.526	1.054	0.000395
4	2.08	1.245	6.445	1.311	1.092	0.814	0.457	1.245	0.000468

Se emplearon las ecuaciones 2, 6, 43, 27 y 28

$$h_c = 0.2 \text{ m}, \quad p_a = 10.3 \text{ t/m}^2, \quad b_1 = b_2 = 1/3, \quad c_1 = 1, \quad p_1 = 0$$

$$A = 450, \quad s = 1.675, \quad v = 0.5$$

$$p_{co}' = (1 - 2K_c) p_v' / 3$$

El asentamiento debido a la compresión por cambio de forma de 22 "estratos" de 20 cm de espesor (profundidad 5 m) resulta de 0.00309 m.

El asentamiento total de la zapata (suma de los debidos a cambio de volumen y de forma) es 0.00234 + 0.00309 = 0.00543 m.

Resulta interesante comparar el asentamiento calculado, con el que se obtiene empleando la fórmula de Burland y Burridge (1985), para una arena normalmente cargada, en la que el asentamiento está dado por

$$\delta = q B^{0.7} I_c^{1.4}$$

$$I_c = 1.17 / N^{1.4}$$

q = presión de contacto, en kN/m²

B = ancho de la cimentación, en metros

$$I_c = 0.0264$$

$q = 8.852 \text{ t/m}^2 = 86.81 \text{ kN/m}^2$, $B = 1.7 \text{ m}$
 $\delta = 3.32 \text{ mm} = 0.332 \text{ cm}$

Se obtiene un asentamiento de 0.332 cm, menor que el calculado con el método no lineal de 0.549 cm. Sin embargo, el orden de magnitud es similar con los dos procedimientos

SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

En un suelo cohesivo totalmente saturado, al aplicar una carga ocurre una deformación inmediata por cambio de forma (ya que el volumen permanece prácticamente constante) y, si la carga se mantiene en forma permanente (lo que ocurre usualmente en una cimentación) se presentará a largo plazo una compresión diferida por cambio de volumen

Por lo anterior, debemos diferenciar en suelos plásticos totalmente saturados la deformación inmediata (a volumen constante) y la deformación diferida (con cambio de volumen). Iniciaremos con el estudio de la segunda

Compresión por cambio de volumen (deformación diferida)

En suelos cohesivos el exponente s de la ecuación constitutiva (ec 9) es del orden de 1, $s \approx 1$. Por lo tanto, la ec 9 queda

$$\frac{\sigma_v}{n} = \frac{1}{A_c} \frac{f(\sigma_v)}{(p_{ve} + \sigma_v)} \quad (34)$$

En arcillas totalmente saturadas el módulo A_c , se le denomina A' , $A_c = A'$. Además, la presión p_{ve} debe ser la presión efectiva. La ec 8 queda

$$p_{ve} = b_3 p_1 + p_{v2}' \quad (35)$$

Integrando la ec 34

$$\frac{h_{1c}}{h_c} = \left(\frac{p_{ve} + \sigma_v}{p_{ve}} \right)^{-1/s}$$

$$\delta_{cv} = h_c - h_{1c} \quad (\text{fig 1a}) \quad n_{1c} = h_c - \delta_{cv}$$

$$n_{cv}/n_c = 1 - \delta_{cv}/h_c = 1 - \epsilon_c$$

$$\epsilon_{cv} = 1 - \left(\frac{p_{ve} + \sigma_v}{p_{ve}} \right)^{-1/s} \quad (35)$$

$$\delta_{cv} = \left[1 - \left(\frac{p_{ve} + \sigma_v}{p_{ve}} \right)^{-1/s} \right] h_c \quad (37)$$

La ec 14 proporciona la deformación vertical por cambio de volumen de un elemento de espesor h_c .

En arcillas normalmente consolidadas, se puede tomar $v = 0$. Tomando datos de Lambe y Whitman (1969) se obtienen los siguientes valores aproximados

Tramo de recompresión
 p_1 [t/m^2] = 0.00336 (IP - 4) (A)
 $A_{cv}' = 1/[0.001285 \text{ (IP-12)} + 0.05144]$ (B)

Tramo virgen
 p_1 [t/m^2] = 0.00203 (IP - 4) (C)
 $A' = 1/[0.0003674 \text{ (IP-12)} + 0.01470]$ (D)
 donde IP = índice plástico

$$p_2 = 10.3 \text{ t/m}^2, b_1 = b_2 = 1/3, b_3 = 1$$

En la arcilla de la ciudad de México, a partir de resultados de pruebas de consolidación, con $s = 1$, se obtiene

Tramo de recompresión (N = 51)
 Media $A_{cv}' = 46.2$
 Desviación estándar = 20.21
 Coeficiente de variación = 0.44

Tramo virgen (N = 40)
 Media $A' = 3.12$
 Desviación estándar = 0.695
 Coeficiente de variación = 0.22

Compresión por cambio de forma (deformación inmediata)

En condiciones a corto plazo, en suelos cohesivos totalmente saturados, por su baja permeabilidad, el incremento de carga no produce un aumento inmediato en la presión de confinamiento, por lo que $c = 0$. Al módulo A_c , se le llama A_v . La ecuación constitutiva (ec 19) queda

$$\frac{dh}{h} = \frac{1}{A_v} \frac{d(\sigma_z/p_a)}{(\sigma_z/p_a)} \quad (38)$$

donde

$$p_{ce} = b_3 p_i = p_{ce}' \quad (39)$$

Procedamos a integrar la ec 38. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento disminuye su espesor h del valor inicial h_0 al valor final h_{ref} (fig 1b). En consecuencia, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 38 de h_0 a h_{ref} el primer miembro, y de 0 a σ_z el segundo miembro

$$\frac{h_{ref}}{h_0} = \exp\left(-\frac{p_a^{s-2} f' \sigma_z^2}{2 p_a A_v p_{ce}^s}\right) \quad (40)$$

Sea

$$\delta_{ref} = h_0 - h_{ref} \quad h_{ref} = h_0 - \delta_{ref}$$

Dividiendo entre h_0

$$h_{ref}/h_0 = 1 - \delta_{ref}/h_0 \quad (41)$$

Reemplazando la ec 41 en la ec 40

$$\delta_{ref} = \left[1 - \exp\left(-\frac{p_a^{s-2} f' \sigma_z^2}{2 A_v p_{ce}^s}\right)\right] h_0 \quad (42)$$

La ec 42 proporciona la deformación vertical inmediata de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado, de espesor h_0 .

La deformación unitaria está dada por

$$e_{ref} = \delta / h_0 \quad (43)$$

Para fines preliminares de cómputo se pueden emplear las siguientes magnitudes (12% < IP < 80%, IP = índice plástico)

Tramo de recompresión	
p_i [t/m^2] = 0.00338 (IP - 4)	(E)
A_{vir} = 2391.9/IP - 2.0	(F)
Tramo virgen	
p_i [t/m^2] = 0.00203 (IP - 4)	(G)
A_v = 717.6/IP - 0.6	(H)

$$p_a = 10.3 \text{ t/m}^2, b_1 = b_2 = 1/3, b_3 = 1$$

Ejemplo

Para alojar el cajón de cimentación de un edificio se requiere hacer una excavación de 5.6 m de profundidad, en un área de 16.5 por 39.8 m en planta. El inmueble tiene un peso unitario máximo de 12.994 t/m^2 y un peso unitario medio de 10.172 t/m^2 (ya considerando el peso del cajón de cimentación). La estratigrafía y propiedades del subsuelo se indican en la tabla E-3. Calcular:

- La expansión inmediata del fondo del corte, debida a la excavación
- El asentamiento inmediato por recompresión (recuperación de la expansión por excavación)
- El asentamiento inmediato por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso del edificio)
- El asentamiento diferido por compresión (debido al incremento neto de carga por el peso del edificio)

Utilizar $K_c = 0.4$ y $p_i = 0.8 \text{ t/m}^2$

Solución

- La descarga por excavación vale $1.55(1.8) + 1.55(0.3) + 1.43(2.7) + 1.32(0.8) = 8.172 \text{ t/m}^2$; con este valor se calculan los esfuerzos σ_1 , σ_2 y σ_3 . En la tabla E-4 se presenta el cálculo de la expansión inmediata por la excavación de 5.6 m de profundidad. Se obtiene una magnitud de la expansión de 17.8 cm.
- El asentamiento inmediato por recuperación de la expansión es del orden de la expansión, es decir, es de 17.8 cm.
- La tabla E-5 contiene el cómputo del hundimiento inmediato por compresión, debido a un incremento neto de presión de $12.994 - 8.172 = 4.822 \text{ t/m}^2$. Se obtiene una magnitud del asentamiento de 7.5 cm.
- En la tabla E-6 se exhibe el cálculo del asentamiento diferido debido a un incremento neto de presión de $10.172 - 8.172 = 2 \text{ t/m}^2$. Se halló un valor del asentamiento diferido de 4.0 cm.

TABLA E-3
ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

Estrato	Profundidad	H	w	γ_{sat}	Módulos de deformación	Descripción
	m	m	%	t/m^3		
0	0-1.8	1.8	45.2	1.55	--	Limo arenoso
1	1.8-2.1	0.3	45.2	1.55	--	Limo arenoso
2	2.1-4.8	2.7	75.1	1.43	--	Limo poco arenoso
3	4.8-5.6	0.8	147.8	1.32	$A_{erc} = 10.4, A_{urc} = 8.7, A_{rc}' = 56.8$	Arcilla limosa
3	5.6-6.6	1.0	147.8	1.32	$A_{erc} = 10.4, A_{urc} = 8.7, A_{rc}' = 56.8$	Arcilla limosa
4	6.6-11.4	4.8	109.6	1.39	$A_{erc} = 11.3, A_{urc} = 9.4, A_{rc}' = 64.3$	Arcilla limosa
5	11.4-15.0	3.6	260.4	1.18	$A_{erc} = 7.5, A_{urc} = 6.25, A_{rc}' = 48.6$	Arcilla limosa

$p_i = 0.8 \text{ t/m}^2, K_c = 0.4$

Profundidad del nivel de agua freática (NAF) 1.8 m

w = contenido natural de agua

γ = peso volumétrico saturado del suelo

TABLA E-4
CÁLCULO DE LA EXPANSIÓN INMEDIATA POR EXCAVACIÓN

Es-trato	h_c	p_{v2}	p_{cc}'	σ_2	σ_1	σ_3	A_{erc}	f	c	p_{ce}	δ
	m	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2				t/m^2	m
3	1.8	4.532	2.719	8.171	7.197	7.342	10.4	0.199	0.926	3.519	0.0035 1
4	4.8	5.628	3.377	7.934	5.212	4.122	11.3	0.473	0.724	4.177	0.0694 2
5	3.6	6.888	4.133	6.825	3.054	1.549	7.5	0.697	0.558	4.933	0.1052 0
										Expansión	0.1781 m

Se emplearon las ecs 2.6, 1.3, 3.4 y 4.2

$p_i = 0.8 \text{ t/m}^2, b_1 = b_2 = 1/3, b_3 = 1, p_a = 10.3 \text{ t/m}^2, v = 0.45, K_c = 0.4, p_{cc}' = (1 + 2K_c) p_i/3$

p_{cc}' = presión de confinamiento efectiva

TABLA E-5
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESIÓN

Es- trato	n_0	p_{vc}	$p_{cc'}$	σ_z	σ_x	σ_y	A_{vc}	f	c	p_{cc}	δ
	m	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2				t/m^2	m
3'	1.0	4.532	2.719	4.821	4.247	4.332	8.7	0.199	0.926	3.519	0.00147
4	4.6	5.626	3.377	4.699	3.076	2.432	9.4	0.473	0.724	4.177	0.02913
5	3.6	6.688	4.133	4.027	1.802	0.914	6.25	0.697	0.556	4.933	0.044332
										Com- presión	0.07493 m

Se emplearon las ecs 2, 6, 13, 34 y 42

$p_1 = 0.8 t/m^2$, $b_1 = b_2 = 1/3$, $b_3 = 1$, $p_a = 10.3 t/m^2$, $v = 0.45$, $K_0 = 0.4$, $p_{cc'} = (1 + 2K_0) p_1/3$

p_{cc} = presión de confinamiento efectiva

TABLA E-6
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DIFERIDO POR COMPRESIÓN

Es- trato	H	p_{vc}	σ_z	σ_x	σ_y	A_{vc}	f	P_{ve}	δ
	m	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2			t/m^2	m
3	1.0	4.532	2.000	1.504	0.904	58.6	1	5.332	0.03559
4	4.6	5.626	1.949	0.758	0.651	64.9	1	6.428	0.01973
5	3.6	6.688	1.870	0.184	0.364	48.5	1	7.688	0.01453
								Asenta- miento	0.03956 m

Se emplearon las ecs 2, 6, 10, 35 y 37

$p_1 = 0.8 t/m^2$, $b_2 = 1$, $p_a = 10.3 t/m^2$, $v = 0$

SUELOS COHESIVOS PARCIALMENTE SATURADOS

Consideremos un suelo cohesivo totalmente saturado, y hagamos que este suelo pierda humedad. En el proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico, 1976, cap VIII), a la tensión en el agua se le denomina succión. Por lo tanto, en un suelo parcialmente saturado podemos considerar que la succión produce un incremento en la presión efectiva del suelo, en consecuencia, la presión de confinamiento será la suma de las presiones debidas a la resistencia a la tensión $b_3 p_t$ y a peso propio p_{ce} más la presión debida a la succión p_s

Compresión por cambio de volumen

En suelos cohesivos el exponente s de la ecuación constitutiva (ec 9) es del orden de 1, $s \approx 1$. Por lo tanto, la ec 9 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A_c} \frac{f \sigma_z}{(p_{ce} + \sigma_z)} \quad (44)$$

$$p_{ce} = b_3 p_t + p_{ve} + b_2 p_s \quad (45)$$

siendo p_s un promedio estadístico de la succión dentro del suelo b_2 es un coeficiente que depende de la diferente influencia que pueden tener p_{ve} y p_s en el comportamiento del suelo, en general $b_2 \approx 1$

Integrando la ec 44

$$\frac{h_{10}}{h_c} = \left(\frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ce}} \right)^{-f A_c}$$

$$\epsilon_{c1} = 1 - \left(\frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ce}} \right)^{-f A_c} \quad (46)$$

$$\epsilon_{c1} = \delta_{c1} / h_c$$

$$\delta_{c1} = \left[1 - \left(\frac{p_{ve} + \sigma_z}{p_{ce}} \right)^{-f A_c} \right] h_c \quad (47)$$

La ec 47 proporciona la deformación por cambio de volumen de un elemento de suelo

cohesivo parcialmente saturado de espesor h_0 , sometido a incrementos de esfuerzos totales

Compresión por cambio de forma

La ecuación constitutiva (ec 16) queda, con $s = 1$

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z / p_a) d(f \sigma_z / p_a)}{\{[(p_{ce} + c(1-S_r)\sigma_z)] / p_a\}} \quad (48)$$

donde S_r es el grado de saturación del suelo, y

$$p_{ce} = b_3 p_t + p_{cc} + b_4 p_s \quad (49)$$

$$\delta_{cf} = \left\{ 1 - \exp \left[- \frac{f^2 \sigma_z}{c(1-S_r) p_a A_c} \right] \right\} \times \left[\frac{p_{ce}}{A_c p_a} \left[\frac{f}{c(1-S_r)} \right]^2 \right] h_c \quad (50)$$

$(S_r = 1)$

La deformación unitaria esta dada por

$$\epsilon_{cf} = \delta_{cf} / h_c \quad (51)$$

La ec 50 proporciona la deformación por cambio de forma de un elemento de espesor h_0 , formado por un suelo cohesivo parcialmente saturado, sometido a incrementos de esfuerzos totales

Deformación debida a la absorción de agua dentro de las partículas de arcilla

Por otra parte, la plasticidad de los suelos da lugar a que además de la deformación debida a un cambio en el esfuerzo desviador, se presente una deformación adicional producida por la absorción de moléculas de agua dentro de las partículas sólidas del suelo. Dado que esta absorción depende de la cantidad de agua del suelo, y ésta a su vez es función de la propia succión, la deformación debida a absorción se puede calcular con la siguiente ecuación constitutiva

$$\frac{dh}{h} = \frac{1}{B_a} \frac{dp_s}{p_z + p_s} \quad (51)$$

donde

$$p_z = b_3 p_1 + p_{vz} - \sigma_z - b_3 [K_0 p_{v0} + (\sigma_x + \sigma_y) / 2] \quad (52)$$

Al variar la succión de p_{s1} a p_{s2} ($p_{s1} > p_{s2}$) un elemento de suelo aumenta su espesor de h_1 a h_2 (fig 7). Por lo tanto, debemos integrar la ec 51 de h_1 a h_2 el primer miembro y de p_{s1} a p_{s2} el segundo miembro

$$\int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \int_{p_{s1}}^{p_{s2}} \frac{1}{B_a} \frac{dp_s}{p_z + p_s}$$

$$\delta_a = \left[\frac{p_{s2} + p_{s1}}{p_z + p_{s1}} \right]^{1/B_a} - 1 \quad (53)$$

La ec 53 proporciona la deformación (expansión o contracción) de un elemento de suelo de espesor inicial h_1 , al variar la succión de p_{s1} a p_{s2} . Si δ_a es negativo, el elemento se hincha, mientras que si δ_a es positivo, el elemento se contrae

El módulo B_a depende de la plasticidad del suelo. En forma muy aproximada toma el siguiente valor

$$B_a = 4\,540\,000 / (IP)^3 + 30 \quad (54)$$

$$b_3 \approx 0.7$$

Ejemplo

Una vivienda apoyada en una losa de cimentación de 8 por 16 m en planta, que transmite una presión media al terreno de 4 t/m^2 , se construye en temporada de estiaje, cuando la succión en la arcilla vale ($u_a - u_w$) = $p_s = 82 t/m^2$. Al pasar a la temporada de lluvias, la succión se reduce a 6 t/m^2 . La estratigrafía se muestra en la fig E-3. Considerar en la arcilla las siguientes propiedades: $A_{cv} = 49.8$, $A_{cv} = 34.9$, $B_a = 43.8$, $p_1 = 0.155 t/m^2$, $K_0 = 0.5$, $S_r = 0.4$ (temporada de estiaje) y $S_r = 0.8$ (temporada de lluvias) $b_3 = 1$, $b_2 = 1$, $b_3 = 0.7$. Calcular los movimientos de la losa de cimentación al pasar de la temporada de estiaje a la época de lluvias

Solución

En las tablas E-7 y E-8 se presenta el cómputo de los asentamientos por cambio de forma y por cambio de volumen, al pasar de la época de estiaje a la temporada de lluvias, que resultan de 0.17 mm y de 4.15 mm, respectivamente. En la tabla E-9 se presenta el cálculo de la expansión, al pasar de la temporada de estiaje (succión 82 t/m^2) a la época de lluvias (succión 6 t/m^2). Se aprecia que se presenta una expansión de 29.53 mm

TABLA E-7
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CAMBIO DE FORMA

Es-trato	h_c	p_1	p_{ce}	σ_z	σ_x	σ_y	A_{cv}	f	c	p_{ce}	δ
	m	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2				t/m^2	m
1	0.6	0.54									
2	0.6	1.53	1.02	3.981	2.471	2.533	49.8	0.371	0.752	7.175	0.00017

P_1 en la base del estrato

Se emplearon las ecs 2, 6, 13, 49 y 50

$p_1 = 0.155 t/m^2$, $b_1 = b_2 = 1/3$, $b_3 = 1$, $b_2 = 1$, $p_2 = 10.3 t/m^2$,

$p_s = 16 t/m^2$, $v = 0.5$

p_{ce} = presión de confinamiento inicial

TABLA E-8
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CAMBIO DE VOLUMEN

Es-trato	h_c	p_1	p_{ce}	σ_z	σ_x	σ_y	A_{cv}	f	P_{ve}	δ
	m	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2			t/m^2	m
1	0.6	0.54								
2	0.6	1.53	0.918	3.981	2.471	2.533	34.9	0.581	7.685	0.00415

Se emplearon las ecs 2, 6, 45 y 47
 $p_i = 0.155 \text{ t/m}^2$, $b_3 = 1$, $b_2 = 1$, $p_a = 10.3 \text{ t/m}^2$, $v = 0.333$, $p_s = 6 \text{ t/m}^2$
 p_{c0} = presión de confinamiento inicial

TABLA E-9
 CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR ABSORCIÓN DE AGUA

Es-tratc	n_i	p_i	p_{v0}	σ_z	σ_x	σ_y	B_s	p_s	δ
	m	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2	t/m^2		t/m^2	m
1	0.6	0.54							
2	0.6	1.53	0.916	3.981	2.471	2.533	1.438	3.379	-0.0295

Se emplearon las ecs 52 y 53
 $p_i = 0.155 \text{ t/m}^2$, $b_3 = 1$, $b_2 = 1$, $p_a = 10.3 \text{ t/m}^2$, $v = 0.333$
 $p_{s1} = 82 \text{ t/m}^2$, $p_{s2} = 6 \text{ t/m}^2$
 p_{c0} = presión de confinamiento inicial

SUELOS CEMENTADOS

En un suelo cementado parcialmente saturado la compresión por cambio de volumen, integrando la ec 9, se calcula con la expresión ($s = 1$)

$$\delta_{c1} = \left\{ 1 - \exp\left[-\frac{f[(p_{v0} + \sigma_z)^{1-s} - p_{v0}^{1-s}]}{A_{cs} p_a^{1-s} (1-s)} \right] \right\} h_0 \quad (54)$$

$$p_{v0} = b_3 p_i + p_{c0} \quad (55)$$

Cuando el exponente $s = 1$

$$\delta_{c1} = \left[1 - \left(\frac{p_{v0} + \sigma_z}{p_a} \right)^{f A_{cs}} \right] h_0 \quad (56)$$

En un suelo cementado, $p_i = f(S_c)$. Así: en un suelo colapsable, para $S_c = 100\%$, p_i puede valer cero $p_i = 0$. En cambio, para valores de $S_c < 100\%$ se puede tener una resistencia a la tensión grande. Tomando datos de pruebas de consolidación en estado natural y en estado saturado (Dudley, 1970, fig 14), por tanteos se obtienen los siguientes valores: $A_{cs} = 25$, $s = 0.55$, p_i (estado natural) = 33 kg/cm^2 . Nótese el alto valor de la resistencia a la tensión en estado natural.

CONCLUSIONES

- Se presentó una técnica que toma en cuenta los efectos de esfuerzo desviador y presión de confinamiento en el cálculo de deformaciones en los suelos así como una curva esfuerzo-deformación unitaria no lineal.
- Se obtuvo una ecuación diferencial constitutiva general para la determinación de las deformaciones de los suelos, tanto por cambio de volumen como por cambio de forma. Esta ecuación se integró para las siguientes condiciones: (a) deformaciones en suelos friccionantes, (b) deformaciones en suelos cohesivos totalmente saturados, (c) deformaciones en suelos cohesivos parcialmente saturados, y (d) deformaciones en suelos cementados parcialmente saturados.
- Dado un cierto suelo, con una compacidad o consistencia definidas, su deformabilidad queda establecida por propiedades que no dependen de la presión de confinamiento. Por lo tanto, estos módulos son propiedades intrínsecas del suelo.
- Una vez conocidas las propiedades de compresibilidad, se pueden calcular las deformaciones para diferentes condiciones de geometría, cargas y estratigrafía del subsuelo.

REFERENCIAS

- Burland, J B y Burbridge, M C, "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civ Engrs, part I, pp 1325-1381, 1985
- Décourt, L, "The standard penetration test, state-of-the-art report", XII Congr Int Mec Suelos Ing Ciment, Río de Janeiro, 1989
- Deménegh., A. "Análisis de deformaciones en suelos granulares", Rev Ingenieria, Vol LIV, N° 3, pp 34-38, 1984
- Ducley, J H. "Review of collapsing soils", Jour Soil Mech Found Eng, ASCE, SM3, pp 925-947, may, 1970
- Fredlund, D G y Rahardjo, H, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, Wiley, 1993
- Janbu, N, "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests", European Conf Soil Mech Found Eng, Weisbaden, Vol 1, pp 19-25, 1963
- Juárez Bacillo, E, "Compressibility of soils", 5th Symp Civil Hydr Eng, Dep Indian Inst Science, Bangalore, 1965
- Juárez Bacillo, E y Rico, A, *Mecánica de Suelos* tomo I 3ra ed, Limusa 1976
- Lambe, T W y Whitman, R V, *Mecánica de Suelos* Limusa 1969
- Mitchell, J K *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley, 1993

(Deisuen151p)

DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS

La propiedad mecánica a determinar más importante es el módulo de rigidez A del suelo. Este módulo se obtiene a partir de pruebas de campo o de laboratorio. A continuación presentamos los valores de A para diferentes suelos.

Suelos friccionantes

Cambio de volumen
Despejando A_{cv} de la ec 24

$$A_{cv} = - \frac{f [(p_{ve} + \sigma_z)^{1-s} - p_{ve}^{1-s}]}{p_a^{1-s} (1-s) \ln(1-\epsilon_{cv})} \quad (57)$$

$$p_{ve} = b_3 p_i + p_{vc} \quad (58)$$

En suelos friccionantes, los valores de A_{cv} y s dependen de la clase de suelo y de su compactación. Por ejemplo, en una arena de Ottawa de media a gruesa uniforme, en estado compacto sometida a pruebas de compresión confinada, se obtuvo A_{cv} medio = 760, con $s = 0.58$. Una arena calcárea bien graduada exhibe un A_{cv} medio = 190 con $s = 0.52$, en descarga de la misma prueba $A_{cc} = 400$, $s_e = 1.38$. En otra arena se obtuvo $A = 1140$, con $s = 0.58$ en carga, y $A_{cc} = 1645$, con $s = 0.68$ en descarga (Datos tomados de Lambe y Whitman, 1969, caps 10 y 12). Observamos que el cociente A_{cc}/A_{cv} varía de 1.4 a 2.1.

Cambio de forma
Despejando A_c de la ec 32

$$A_c = - \frac{p_2^{s-2} (f/c)^2 C}{\ln(1-\epsilon_{cf})} \quad (59)$$

donde

$$C = \left\{ \frac{1}{(s-2)(p_{ce} + c\sigma_z)^{s-2}} + \frac{p_{ce}}{(s-1)((p_{ce} + c\sigma_z)^{s-1})} + \frac{1}{(s-2)(s-1)p_{ce}^{s-2}} \right\} \quad (60)$$

$$p_{ce} = b_3 p_i + p_{cc} \quad (61)$$

Suelos cohesivos totalmente saturados

Cambio de volumen
Despejando A' de la ec 36

$$A' = - \frac{f \ln[(p_{ve} + \sigma_z)/p_{ve}]}{\ln(1-\epsilon_{cv})} \quad (62)$$

Ejemplo

Una prueba de consolidación arrojó los siguientes resultados (fig E-4) $p_{v1}' = 0.125$ kg/cm², $e_1 = 6.47$, $p_{v2}' = 0.5$ kg/cm², $e_2 = 6.22$. La arcilla tiene una resistencia a la tensión $p_i = 0.08$ kg/cm². Calcular el módulo A' . Considérese $b_3 = 1$, $v' = 0$, $s = 1$, $f = 1$.

Solución

La deformación unitaria vale

$$\epsilon_{cv} = \Delta e / (1 + e_1) = (e_1 - e_2) / (1 + e_1) = 0.03347$$

$$\sigma_z = 0.5 - 0.125 = 0.375 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando en las ecs 58 y 62 $p_{ve} = 0.205$ kg/cm², $A' = 30.55$

En arcillas normalmente consolidadas, se puede tomar $v = 0$. Para fines preliminares de cálculo, se pueden emplear las siguientes magnitudes aproximadas de propiedades mecánicas

Tramo de recompresión

$$p_i \text{ [t/m}^2\text{]} = 0.00338 \text{ (IP - 4)} \quad (A)$$

$$A_{vc}' = 1/[0.001286 \text{ (IP-12)} + 0.05144] \quad (B)$$

Tramo virgen

$$p_i \text{ [t/m}^2\text{]} = 0.00203 \text{ (IP - 4)} \quad (C)$$

$$A' = 1/[0.0003674 \text{ (IP-12)} + 0.01470] \quad (D)$$

donde IP = índice plástico

(A' se obtuvo de datos de Lambe y Whitman, 1969)

$$p_3 = 10.3 \text{ t/m}^2, b_1 = b_2 = 1/3, b_3 = 1$$

En la arcilla de la ciudad de México, a partir de resultados de pruebas de consolidación, con $s = 1$, se obtiene

Tramo de recompresión ($N = 51$)

Media $A_{vc}' = 46.2$

Desviación estándar = 20.21

Coefficiente de variación = 0.44

Tramo virgen ($N = 40$)

Media $A' = 3.12$

Desviación estándar = 0.696

Coefficiente de variación = 0.22

Cambio de forma
Despejando A_u de la ec 42

$$A_u = - \frac{p_a^{s-2} f^2 \sigma_z^2}{2 p_{ce}^2 \ln(1-\epsilon_{cf})} \quad (63)$$

Ejemplo

En una prueba de compresión triaxial con $p_{cc}' = 0.279 \text{ kg/cm}^2$, para $\sigma_z = 0.49 \text{ kg/cm}^2$ se midió $\epsilon_{cf} = 0.025$. Calcular el módulo A_u . La arcilla tiene una resistencia a la tensión $p_t = 0.08 \text{ kg/cm}^2$. Considerar $b_3 = 1$, $v = 0.45$, $s = 1$.

Solución

Sustituyendo en las ecs 61 y 63 $p_{ce} = 0.359 \text{ kg/cm}^2$, $A_u = 8.54$

Para fines preliminares de cómputo se pueden emplear las siguientes magnitudes ($12\% < IP < 80\%$, $IP =$ índice plástico)

Tramo de recompresión

$$p_r [\text{t/m}^2] = 0.00338 (IP - 4) \quad (E)$$

$$A_{u,rc} = 2391.9/IP - 2.0 \quad (F)$$

Tramo virgen

$$p_v [\text{t/m}^2] = 0.00203 (IP - 4) \quad (G)$$

$$A_u = 717.6/IP + 0.6 \quad (H)$$

$$p_c = 10.3 \text{ t/m}^2, b_1 = b_2 = 1/3, b_0 = 1$$

Suelos cohesivos parcialmente saturados

Cambio de volumen

Despejando A_{cv} de la ec 43

$$A_{cv} = - \frac{f \ln [(p_{ve} + \sigma_z)/p_{ve}]}{\ln(1-\epsilon_{cv})} \quad (64)$$

$$p_{ve} = b_3 p_t + p_{vc} + b_4 p_s \quad (65)$$

Cambio de forma

Despejando A_{cf} de la ec 50

$$A_{cf} = \frac{-f^2 \sigma_z / c(1-S_r) + D}{p_e \ln(1-\epsilon_{cf})} \quad (66)$$

donde

$$D = p_{ce} \left[\frac{f}{c(1-S_r)} \right]^2 \ln \left[\frac{c(1-S_r)\sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \quad (67)$$

$$(S_r = 1)$$

$$p_{ce} = b_3 p_t + p_{cc} + b_4 p_s \quad (68)$$

Deformación por absorción de agua

Despejando B_a de la ec 53

$$B_a = \frac{\ln [(p_g + p_{s2})/(p_g + p_{s1})]}{\ln(1+\delta_a/h_1)} \quad (69)$$

$$p_g = b_3 p_t + p_{vo} + \sigma_z - b_5 [K_{op} p_{vc} + (\sigma_x + \sigma_y)/2] \quad (70)$$

De pruebas de contracción y expansión, variando la succión en el consolidómetro (Aitchison y Woodburn, 1969), se obtiene

$$B_a = 101.9 \quad (\text{aumenta la succión})$$

$$B_a = 98.0 \quad (\text{disminuye la succión})$$

Suelos cementados parcialmente saturados

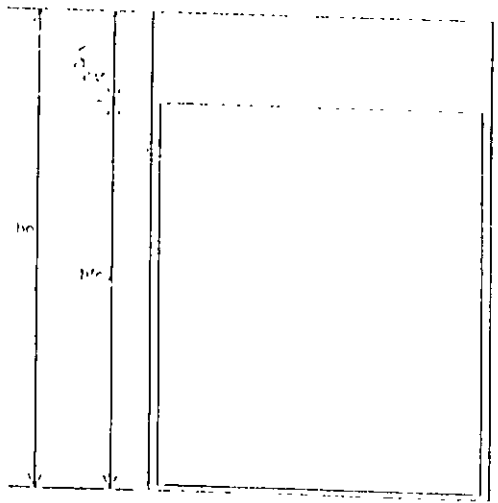
Cambio de volumen

Despejando A_{cv} de la ec 54

$$A_{cv} = - \frac{f [(p_{ve} + \sigma_z)^{1-s} - p_{ve}^{1-s}]}{p_e^{1-s} (1-s) \ln(1-\epsilon_{cv})} \quad (71)$$

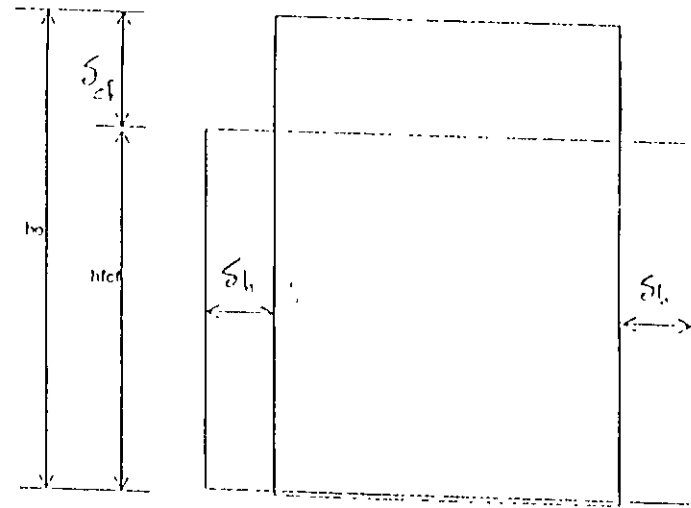
Cuando el exponente $s = 1$, de la ec 55

$$A_{cv} = - \frac{f \ln [(p_{ve} + \sigma_z)/p_{ve}]}{\ln(1-\epsilon_{cv})} \quad (72)$$



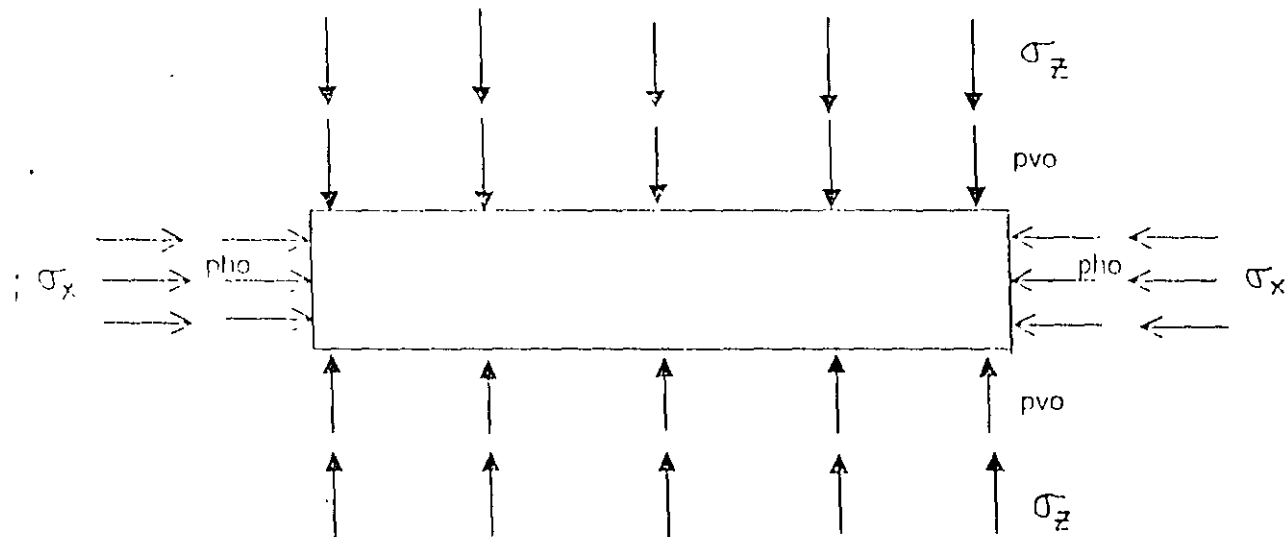
COMPRESIÓN POR CAMBIO DE VOLUMEN
(a)

+



COMPRESIÓN POR CAMBIO DE FORMA
(b)

DEFORMACIÓN DE UN SUELO
FIGURA 1



(Dofsuetcorf)

ESTADO DE ESFUERZO EN COMPRESIÓN POR CAMBIO DE VOLUMEN
FIGURA 2

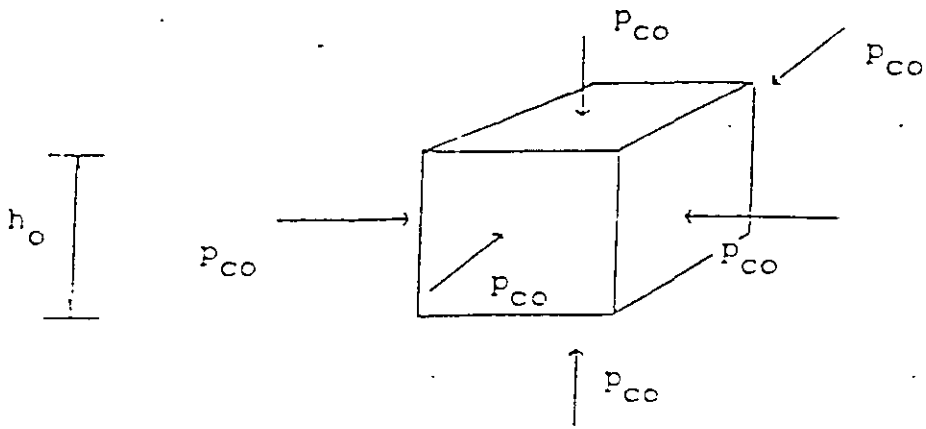


FIG 3 PRESIÓN ISÓTROPA p_{co}

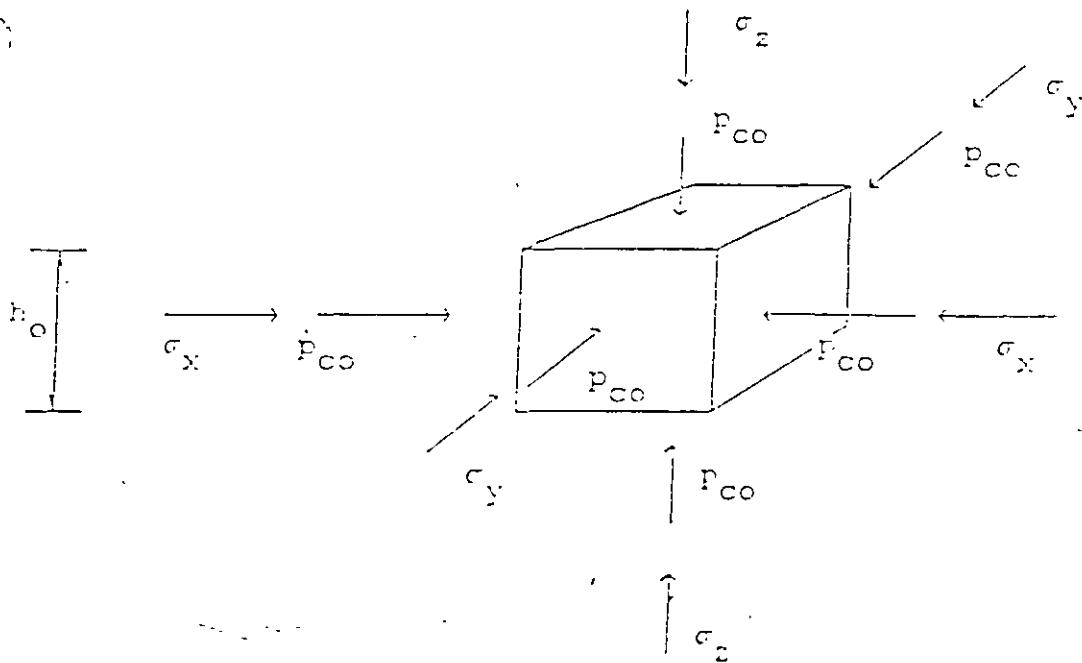


FIG 4 INCREMENTOS DE ESFUERZO σ_z , σ_x Y σ_y SOBRE EL ELEMENTO

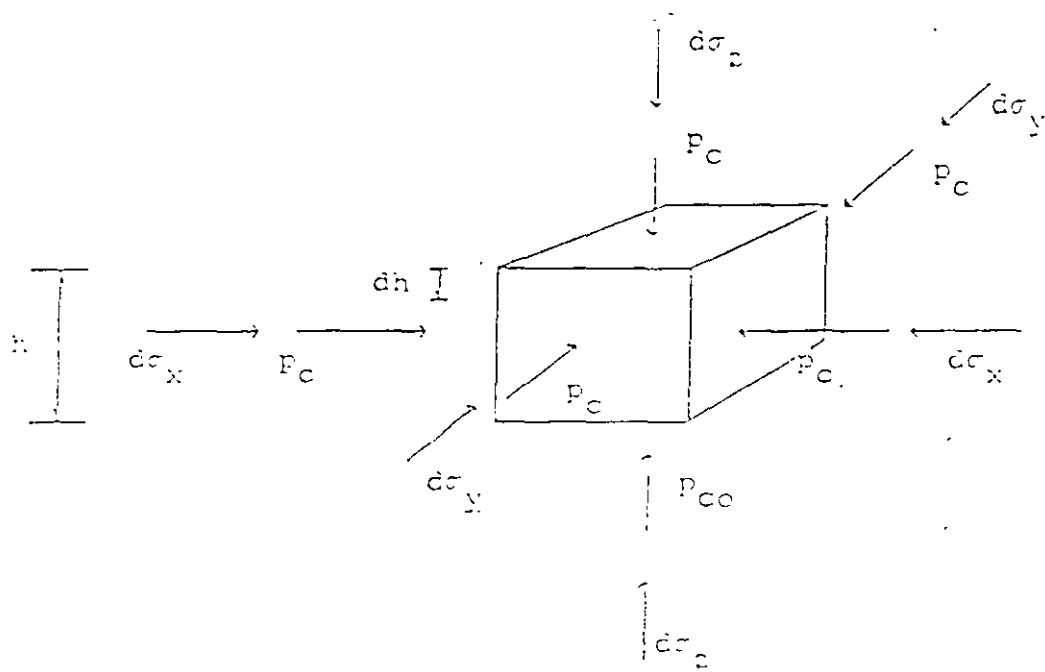
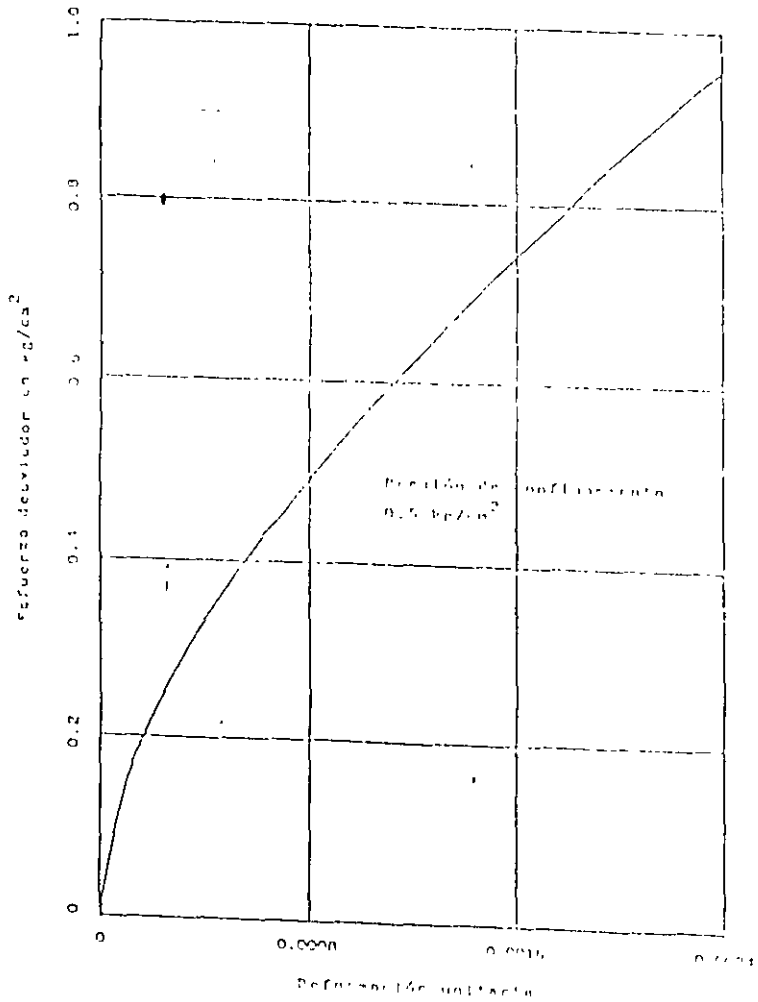
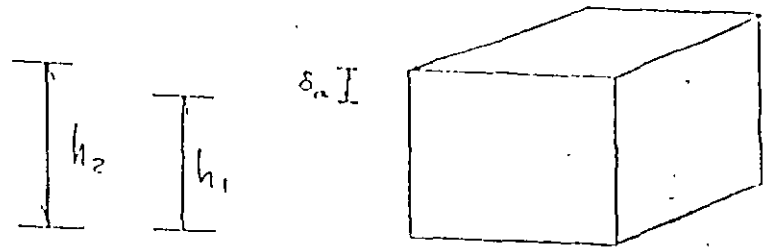


FIG 5 ELEMENTO SUJETO A INCREMENTOS DIFERENCIALES DE ESFUERZO $d\sigma_z$, $d\sigma_x$ y $d\sigma_y$

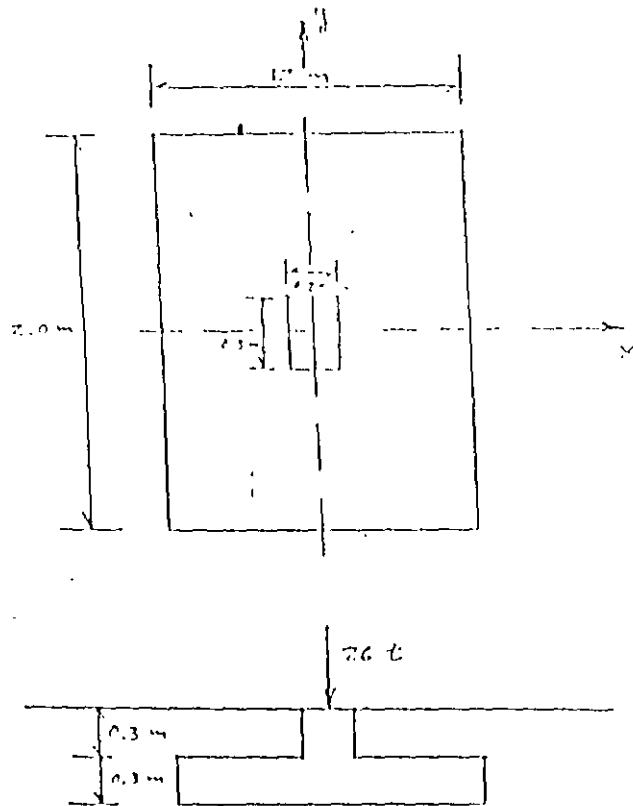


CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA. ALBA DE BARBA

FIGURA 6



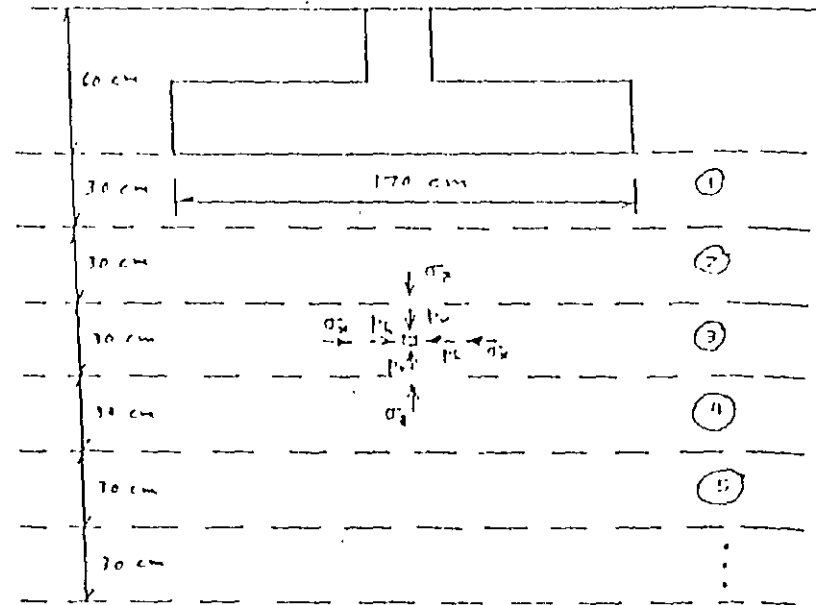
EXPANSIÓN DE UN ELEMENTO
FIGURA 7



$I_F = 58\%$, $\phi^* = 37^\circ$, $\gamma_1 = 1.6 \text{ t/m}^3$
 Arena $c_f = 2.0$

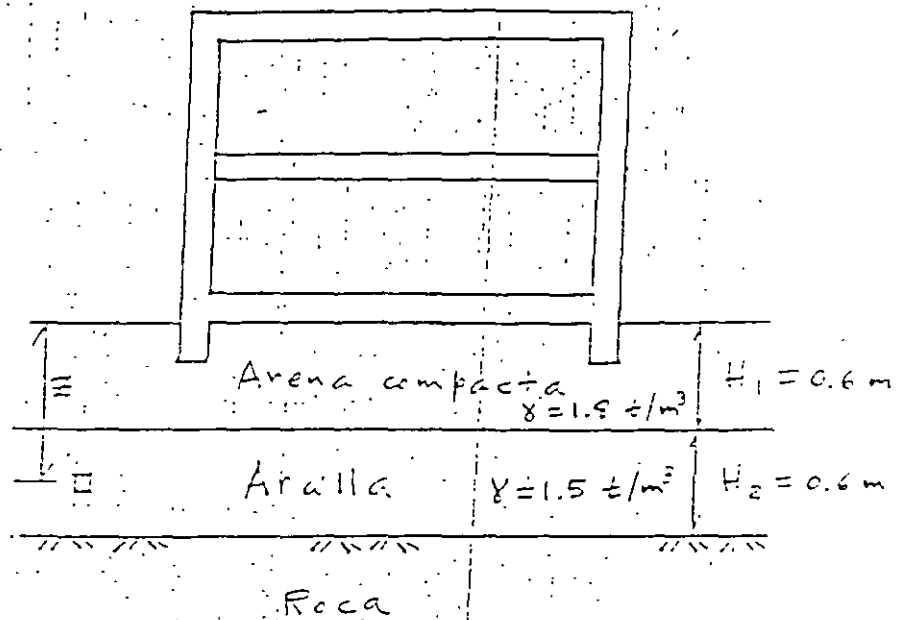
SUELO FRICCIONANTE
 FIGURA E-1

32



CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO

FIGURA E-2



EXPANSION DE UN ESTRATO
DE ARCILLA
FIGURA E-3

**CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS EN SUELOS
FRICCIONANTES
MÉTODO DE SCHMERTMANN**

El asentamiento de una zapata se calcula con la siguiente expresión (Schmertmann, 1970)

$$\delta = C_1 \cdot C_2 \cdot q_n \cdot \sum (I_z/E_s) \cdot \Delta z$$

donde

- q_n = incremento neto de carga = $q - p_{i,z}$
- q = presión de contacto entre cimiento y terreno
- $p_{i,z}$ = presión total inicial en el suelo, al nivel de desplante del cimiento
- C_1 = coeficiente que toma en cuenta la profundidad de desplante = $1 - 0.5(p_{i,z}/q_n) \geq 0.5$
- C_2 = coeficiente que toma en cuenta el flujo viscoso (creep) del suelo = $1 + 0.2 \log_{10}(t_{exceso}/0.1)$
- I_z = factor de influencia de la deformación unitaria vertical, cuyo valor se muestra en la fig 1 (Schmertmann et al/ 1978)
- La máxima magnitud de I_z vale
- $I_{z0} = 0.5 - 0.1(q_n/p_{i,z})^{1/2}$
- E_s = módulo de deformación del suelo
- $E_s = 2.5q_n$ (zapata cuadrada, $L/B = 1$)
- $E_s = 3.5q_n$ (zapata corrida, $L/B > 10$)
- q_n = resistencia en la punta del cono

Ejemplo

Calcular el asentamiento de la zapata de concreto reforzado de la fig E-1, para un tiempo de 5 años

Solución

El subsuelo se dividió en 'estratos' de 20 cm de espesor. En la tabla E-1 se presenta el cómputo del asentamiento para los tres primeros 'estratos'. Para el cómputo del factor I_z se utilizó la gráfica para zapata cuadrada ya que el cimiento de este ejemplo es muy cercano a ella.

Tomando en cuenta las deformaciones de 17 estratos de 20 cm. de espesor, hasta una profundidad $2B=3.4$ m. bajo el nivel de desplante, se obtuvo un asentamiento total de 0.924 cm.

Referencias

Schmertmann, J. H. 'Static cone to compute static settlement over sand', Jour. Soil Mech. Found. Div. ASCE, SM3, mayo 1970

Schmertmann, J. H., Hartman, J. P. y Brown, P. R. 'Improved strain influence factor diagrams', Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, GT8, agosto 1978

**TABLA E-1
CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO**

Estrato	z	I_z	$I_z \cdot \Delta z / E_s$	δ
	m			m
1	0.1	0.1636	2.572×10^{-5}	0.0002554
2	0.3	0.3053	4.667×10^{-5}	0.0004535
3	0.5	0.4436	6.763×10^{-5}	0.0006716

$$q_n = 7.892 \text{ t/m}^2, q_c = 3.5N = 3.5(15) = 52.5$$

$$\text{kg/cm}^2, E_s = 2.5q_n = 1312.5 \text{ t/m}^2$$

$$C_1 = 1 - 0.5(0.95/7.892) = 0.9392$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10}(5/0.1) = 1.34$$

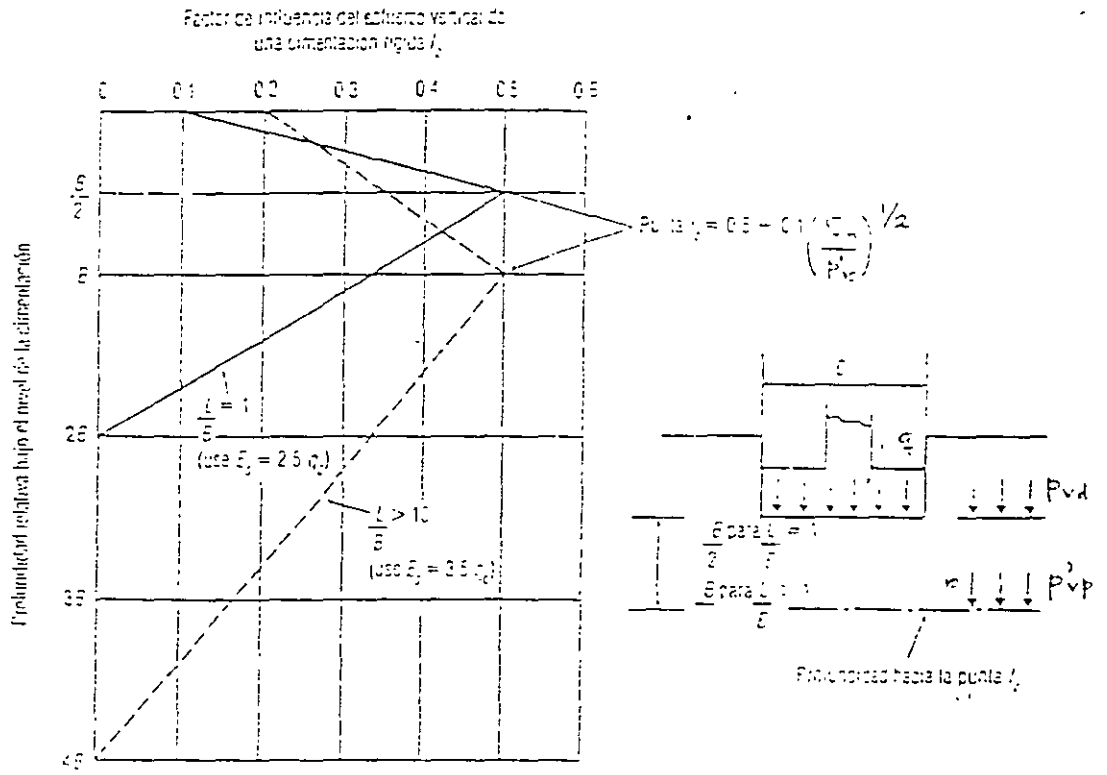


FIGURA 1 (Tomkinson, 1996)

TABLA I CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DE UNA ZAPATA MÉTODO DE SCHMERTMANN																
Estrato	Delta z m	z m	lp	lp	qc kg/cm ²	Factor	q estr t/m ²	po t/m ²	Delta p t/m ²	Tiempo años	Cálculos Es t/m ²	C1'	C1	C2	z' Delta z/E _s	Delta m
1	0.2	0.1	0.684437635	0.168757369	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	2.57154E-05	0.0002554
2	0.2	0.3	0.684437635	0.306272103	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	4.667E-05	0.0004635
3	0.2	0.5	0.684437635	0.442786844	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	6.76247E-05	0.0006716
4	0.2	0.7	0.684437635	0.579301582	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	8.85793E-05	0.0008796
5	0.2	0.9	0.684437635	0.71581632	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	0.000109534	0.0010877
6	0.2	1.1	0.684437635	0.852331059	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	0.0001299E-05	0.0009396
7	0.2	1.3	0.684437635	0.988845797	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	0.0001503E-05	0.0008579
8	0.2	1.5	0.684437635	0.512958275	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	7.81651E-05	0.0007762
9	0.2	1.7	0.684437635	0.458952667	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	6.99372E-05	0.0006945
10	0.2	1.9	0.684437635	0.404957059	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	6.17093E-05	0.0006128
11	0.2	2.1	0.684437635	0.350971451	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	5.34814E-05	0.0005311
12	0.2	2.3	0.684437635	0.296975843	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	4.52535E-05	0.0004494
13	0.2	2.5	0.684437635	0.242990235	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	3.70256E-05	0.0003677
14	0.2	2.7	0.684437635	0.188204627	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	2.87977E-05	0.000286
15	0.2	2.9	0.684437635	0.13498902	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	2.05698E-05	0.0002043
16	0.2	3.1	0.684437635	0.080993412	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	1.23419E-05	0.0001226
17	0.2	3.3	0.684437635	0.026997804	52.5	2.5	8.852	0.96	7.892	5	1312.5	0.93918	0.93918	1.33979	4.11395E-06	0.0002407

(verfolgeb.)

METODO DE FREDLUND Y RAHARDJO (1993)

Consideremos un estrato de arcilla de espesor H , y aceptemos que el decremento de relación de vacíos está dado por (fig 1)

$$\Delta e = C_c \log (p_f / p_0) \quad (1)$$

La deformación del estrato vale entonces

$$\Delta H = \Delta e H / (1 - e_0) \quad (2)$$

Supongamos ahora que deseamos valuar la deformación que sufre una estructura al variar la succión de la temporada de estiaje a la temporada de lluvias (fig 2) Antes de la construcción de la estructura la presión vertical a la profundidad z vale $(p_v - u_a)$, además, el suelo está sometido a una succión que vale $(u_s - u_w)$. Por lo tanto, la presión inicial p_{v0} (p_{v0} es la suma de la presión total más la succión inicial) está dada por

$$p_{v0} = (p_v - u_a) - (u_s - u_w) \quad (3)$$

La construcción de la estructura produce un incremento de carga $\Delta p = \sigma_z$. Si posteriormente la succión cambia a otro valor u_w' , la presión final será

$$p_v = (p_v - u_a) - \sigma_z - (u_s - u_w') \quad (4)$$

La expansión de estrato de arcilla la obtenemos con las ecs 1 y 2

$$\Delta e = C_c \log (p_{v0} / p_{v1}) \\ = C_c \log [(p_v - \sigma_z + u_w) / (p_v - u_w)]$$

$$\Delta H = \Delta e H / (1 - e_0)$$

La valuación de p_{v0} se puede llevar a cabo con la realización de una prueba de "volumen constante", que consiste en aplicar una carga dada al suelo, para luego sumergir éste en agua la arcilla tiende a expandirse, por lo que se incrementa la carga para evitar dicha expansión, el proceso se continua hasta que el espécimen no muestra ya tendencia a expandirse. A partir de esta presión la prueba se continua en forma normal cargando y descargando el suelo. La presión de expansión p_e' se obtiene como se indica en la fig 3, se considera que $p_{v0} \cong p_e'$. Esta corrección se hace debido a efectos de alteración del suelo al pasar del campo al laboratorio (Fredlund y Rahardjo, 1993)

La magnitud de u_w' se tiene que estimar para la condición mas desfavorable en el campo. Un extremo puede ser $u_w' \geq 0$, lo que implica que la presión en el agua puede ser igual o mayor que la presión atmosférica. Sin embargo, no necesariamente se presenta esta condición extrema, pues en sitios áridos con buen drenaje nunca se presenta una saturación completa del suelo. En este sentido, es conveniente realizar mediciones de

campo durante varios años, para tener valores estadísticos de las variaciones de la succión en cada localidad.

Se puede emplear el mismo criterio para valuar la contracción de la arcilla al pasar de la temporada de lluvias a la de estiaje. Considerando el mismo ejemplo, en la temporada de lluvias

$$p_0 = (p_v - u_s) + \sigma_z + (u_s - u_w)$$

En la época de estiaje la succión vale $(u_s - u_w')$ y la presión final

$$p_f = (p_v - u_s) + \sigma_z + (u_s - u_w')$$

La contracción se obtiene aplicando las ecs 1 y 2.

Ejemplo

Estructura de planta de 8 por 16 m, con $q = 3 \text{ t/m}^2$. En el suelo (fig 2) $C_c = 0.09$, $e_0 = 1.9$. En una prueba de "volumen constante" $p_e' = 45 \text{ kg/cm}^2$ (en temporada de estiaje)

Al pasar a la temporada de lluvias la succión se reduce a 5 kg/cm^2 . En temporada de estiaje la succión aumenta de 5 a 44.8 kg/cm^2 .

Calcular los movimientos de la arcilla al pasar de la época de estiaje a la de lluvias, y de ésta a la de estiaje

Solución

$$p_{v0} = 1.8(0.6) + 1.5(0.3) = 1.53 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_z = 2.966 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la expansión de la arcilla, al pasar de la temporada de estiaje a la temporada de lluvias:

$$p_{v0} \cong p_e' = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{En la temporada de lluvias } p_{v1} = 0.153 + 0.299 + 5 = 5.452 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando las ecs 1 y 2

$$\Delta e = 0.09 \log (5.452 / 45) = -0.0625$$

$$\Delta H = \Delta e H / (1 - e_0) = -0.0625(0.6) / (1 + 1.9) = -0.0171 \text{ m}$$

La arcilla se expande 1.7 cm.

Cálculo de la contracción al pasar de la temporada de lluvias a la de estiaje

$$p_{v0} = 5.452 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{v1} = (p_{v0} - u_s) + \sigma_z + (u_s - u_w) = 0.153 + 0.299 + 44.8 = 45.252 \text{ kg/cm}^2$$

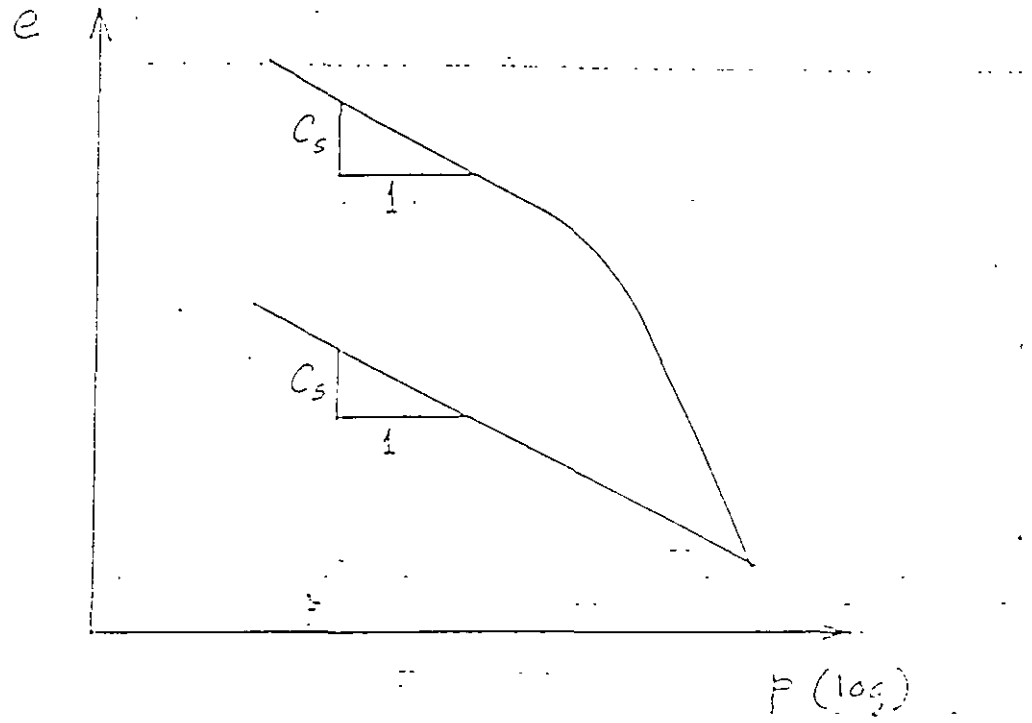
$$\Delta e = 0.0627, \Delta H = 0.0171 \text{ m}$$

La arcilla se contrae 1.7 cm.

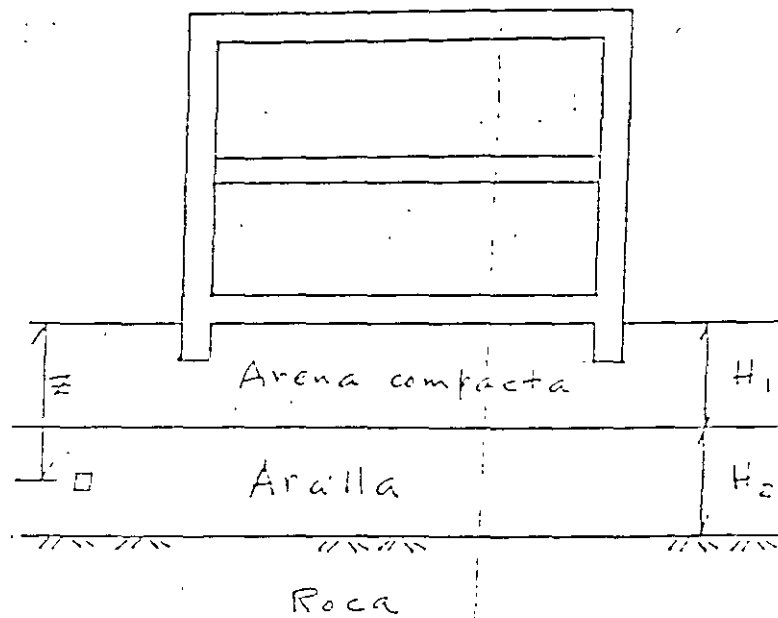
Referencia

Fredlund, D. G. y Rahardjo, H., Soil Mechanics for Unsaturated Soils, Wiley, 1993

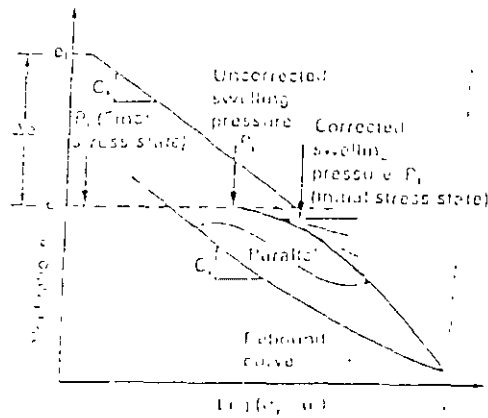
(De Fredi)



TIPOLO COHESIVO PARCIALMENTE SATURADO
 FIGURA 1



EXPANSIÓN DE UN ESTRATO DE ARCILLA
 FIGURA 2



PRUEBA DE VOLUMEN CONSTANTE
 (FREDLUND Y RAHARDJO 1993)
 FIGURA 3



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**UN METODO PARA EL CALCULO DE DEFORMACIONES
EN LOS SUELOS**

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA**

UN MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

Agustin Deméneghi Colina*

Resumen

Se presenta en este trabajo un procedimiento para el cálculo de las deformaciones en los suelos, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal; así como el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de las deformaciones en los suelos. Se obtiene una ecuación constitutiva general y luego se aplica a las siguientes condiciones: (a) deformaciones instantáneas en suelos friccionantes, (b) deformaciones instantáneas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados); y (c) deformaciones diferidas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados). El procedimiento para el cálculo de las deformaciones de los suelos se ilustra con varios ejemplos.

1. Introducción

Presentamos en este artículo una técnica para la determinación de las deformaciones en los suelos, en la que se hace uso de una relación esfuerzo-deformación no lineal. Cabe destacar que, dado un cierto suelo, su deformabilidad depende fundamentalmente de los dos siguientes factores: (a) su compacidad o consistencia, y (b) la presión de confinamiento a la que está sometido. El primer efecto es muy sencillo: al aumentar la compacidad o consistencia se incrementa la rigidez de la masa de suelo. La presión de confinamiento influye aumentado la rigidez de la masa de suelo; cabe aclarar que entendemos por presión de confinamiento a la presión isotropa que actúa sobre un elemento de suelo, la cual es igual en todas direcciones (fig 1).

Además, las relaciones esfuerzo-deformación unitaria en los suelos son no lineales. Por lo tanto, se hace necesario desarrollar técnicas que tomen en cuenta los fenómenos anteriores, con el menor número posible de propiedades mecánicas. Es obvio que la ley de Hooke por sí sola no cumple con este propósito, pues supone una relación esfuerzo-deformación unitaria lineal, y que el módulo de Young (módulo de elasticidad) no depende de la presión de confinamiento.

En este trabajo tratamos de desarrollar un procedimiento que tome en cuenta las factores anteriores, con el propósito de calcular las deformaciones de los suelos en función de propiedades que no dependan de la presión de confinamiento.

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

2. Ecuación constitutiva para el cálculo de deformaciones en los suelos

Juárez Badillo (1965) es uno de los primeros investigadores que propone una ecuación constitutiva, en la que "normaliza" la deformación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento, proponiendo la siguiente relación entre ellos

$$dV / V = - \gamma d\sigma / \sigma$$

donde V = volumen de un elemento de suelo
 σ = esfuerzo isotrópico sobre el elemento de suelo
 γ = coeficiente de compresibilidad del suelo

Aun cuando la teoría de Juárez Badillo no toma en cuenta el efecto del esfuerzo desviador, se puede considerar como uno de los antecedentes más importantes para el estudio de la deformación en los suelos.

De acuerdo con los resultados experimentales tanto de laboratorio como de campo, la deformación de un suelo es directamente proporcional al incremento de esfuerzo desviador e inversamente proporcional al esfuerzo de confinamiento. Por lo tanto, una ecuación constitutiva debe comprender estos dos efectos. En los siguientes párrafos, apoyándonos en el concepto de "normalización" de las deformaciones y los esfuerzos, presentamos un procedimiento para tratar de resolver este problema, considerando además que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Supongamos por un momento que la presión de confinamiento se mantuviera constante (fig 1). Demos incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y (fig 2); podemos usar entonces una variante de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria, es decir (fig 2)

$$\epsilon = (1/A) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]^r \quad (2.1)$$

donde $(1/A)$ es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria, ν la relación de Poisson y r un exponente que depende del tipo de suelo.

Suponiendo que el espesor h_0 del elemento de suelo es suficientemente pequeño para que la relación del esfuerzo horizontal al esfuerzo vertical sea constante, se tiene que

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (2.2)$$

es decir $\sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \quad (2.3)$

Sustituyendo las ecs 2.2 y 2.3 en la ec 2.1

$$\epsilon = (1/A) [\sigma_z - \nu (a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z)]^r$$

es decir
$$\epsilon = (1/A) (\sigma_z [1 - \nu (a_1 + a_2)])^r \quad (2.4)$$

$$\epsilon = (1/A) (\sigma_z f)^r \quad (2.5)$$

siendo
$$f = 1 - \nu (a_1 + a_2) \quad (2.6)$$

Por otra parte, como mencionamos antes, la deformación es función inversa del esfuerzo de confinamiento. Veamos a continuación cómo tomar en cuenta este efecto.

Consideremos el elemento de la fig 1, sometido a una presión efectiva de confinamiento p'_{c0} . Demos ahora incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y sobre el elemento, tal como se ilustra en la fig 2; estos incrementos de esfuerzo ocasionan que la presión de confinamiento p'_{c0} aumente en un valor $\Delta p'_c$, dando lugar a un nuevo valor de p'_c , que vale

$$p'_c = p'_{c0} + \Delta p'_c \quad (2.7)$$

En términos generales se acepta que $\Delta p'_c$ es igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo

$$\Delta p'_c = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) = (1/3) \sigma_z + (1/3) (\sigma_x + \sigma_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir el valor de 1/3 por coeficientes, quedando el valor de $\Delta p'_c$ de la siguiente forma

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y) \quad (2.8)$$

en donde, dada la experiencia actual $b_1 = 1/3$ y $b_2 = 1/3$

Pero, de acuerdo con las ecs 2.3

$$\sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \quad (2.3)$$

Sustituyendo las ecs 2.3 en la ec 2.8

$$\Delta p'_c = b_1 \sigma_z + b_2 (a_1 \sigma_z + a_2 \sigma_z)$$

$$\Delta p'_c = [b_1 + b_2 (a_1 + a_2)] \sigma_z \quad (2.9)$$

$$\Delta p'_c = c \sigma_z \quad (2.10)$$

$$\text{siendo} \quad c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \quad (2.11)$$

$$\text{Sustituyendo en la ec 2.7} \\ p'_c = p'_{c_0} + c \sigma_z \quad (2.12)$$

Si el suelo tiene cierta cohesión o cementación, tendrá una resistencia a la tensión p_t (bajo una presión efectiva igual a cero), la cual se puede interpretar como un confinamiento equivalente. Por lo tanto, la ec 2.12 se puede poner

$$p'_c = p_t + b_3 (p'_{c_0} + c \sigma_z) \quad (2.13)$$

El coeficiente b_3 se agrega debido a que los efectos de p_t y de p'_c en el comportamiento del suelo no son necesariamente iguales.

Con los resultados anteriores, podemos plantear una ecuación constitutiva general, en la que la deformación unitaria es directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ec 2.5, e inversamente proporcional a la presión de confinamiento p'_c dada por la ec 2.12, es decir (Deméneghi 1984)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{ (f \sigma_z)^r d (f \sigma_z) }{ [p_t + b_3 (p'_{c_0} + c \sigma_z)]^s} \quad (2.14)$$

donde A es el módulo de rigidez del suelo y r y s son exponentes que dependen de la clase de suelo.

Se observa experimentalmente que el exponente r es del orden de 1 para la mayoría de los suelos, por lo que la ec 2.14 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{ (f \sigma_z) d (f \sigma_z) }{ [p_t + b_3 (p'_{c_0} + c \sigma_z)]^s} \quad (2.15)$$

$$\text{Sea} \quad p_{ce} = p_t + b_3 p'_{c_0} \quad (2.16)$$

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{ (f \sigma_z) d (f \sigma_z) }{ [p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (2.17)$$

La ec 2.17 es una ecuación constitutiva general para el cálculo de deformaciones en los suelos. A continuación la emplearemos para los siguientes casos: (a) deformaciones instantáneas en suelos friccionantes (inciso 3), (b) deformaciones instantáneas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados, inciso 4), y (c) deformaciones

diferidas en suelos cohesivos (total y parcialmente saturados, inciso 5).

3. Deformaciones instantáneas en suelos friccionantes

3.1 Integración de la ecuación constitutiva

Un suelo friccionante (o granular) es aquel formado por partículas sólidas individuales, que se apoyan directamente unas sobre otras, formando una estructura simple cuya rigidez como masa aumenta con la presión de confinamiento. Son ejemplos de suelos granulares las gravas, las arenas y los limos no plásticos.

Dado un cierto suelo granular, su deformabilidad depende fundamentalmente de los dos siguientes factores: (a) su compacidad, y (b) la presión de confinamiento a que está sometido. El primer efecto es muy sencillo: al aumentar la compacidad se incrementa la rigidez de la masa de suelo. La presión de confinamiento influye aumentando la rigidez de la masa de suelo.

La deformación unitaria en un suelo friccionante está dada por la ecuación constitutiva obtenida en el inciso 2 (ec 2.17)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (3.1)$$

Donde $p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co}$ (3.2)

En los suelos friccionantes se observa experimentalmente que $s \approx 1.5$, por lo que la ec 3.1 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^{1.5}} \quad (3.3)$$

Procedamos a integrar esta ecuación. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento de suelo disminuye su espesor h del valor inicial h_0 al valor final h_f (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 3.3 de h_0 a h_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro

$$\int_{h_0}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^{1.5}}$$

$$\frac{h_f}{h_0} = \exp \left(- \frac{2}{A c b_3} \left(\frac{f}{c} \right)^2 \left[(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5} \right] \right) \quad (3.4)$$

Llamemos δ a la deformación vertical de elemento (fig 4)

$$\delta = h_o - h_f, \quad h_f = h_o - \delta$$

$$\text{Dividiendo entre } h_o \quad h_f / h_o = 1 - \delta / h_o = 1 - \epsilon \quad (3.5)$$

donde ϵ es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como δ entre h_o .

$$\epsilon = \delta / h_o \quad (3.6)$$

Sustituyendo las ecs 3.5 y 3.6 en la ec 3.4, y despejando ϵ

$$\epsilon = 1 - \exp \left(- \frac{2}{A \cdot c \cdot b_3} \left(\frac{f}{c} \right)^2 \left[(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{P_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5} \right] \right) \quad (3.7)$$

La ec 3.7 da la deformación unitaria de un material friccionante. Se ha observado que representa bastante bien el fenómeno en suelos en estado compacto, mientras que en suelos en estado suelto subestima ligeramente la influencia de la presión de confinamiento. Para que la ec 3.7 se acerque un poco más a la realidad se puede emplear un factor de ajuste dado por la siguiente expresión

$$FA = 1 / \left[1 + \alpha \ln \left(1 + \frac{p'_{cm}}{\beta} \right) \right] \quad (3.8)$$

donde p'_{cm} es la presión efectiva media de confinamiento, la cual, utilizando la ec 2.10, y tomando en cuenta una cierta cohesión o cementación del suelo, está dada por

$$p'_{cm} = p_t + b_4 \left[p'_{co} + (1/2) \Delta p'_c \right] = p_t + b_4 \left(p'_{co} + c \sigma_z / 2 \right) \quad (3.9)$$

b_4 es un coeficiente que depende de las diferentes influencias que pueden tener p_t y p'_{co} en el comportamiento del material, mientras que α y β son propiedades que son función del tipo de suelo.

La deformación unitaria queda

$$\epsilon = \left(1 - \exp \left(- \frac{2}{A \cdot c \cdot b_3} \left(\frac{f}{c} \right)^2 \left[(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{P_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5} \right] \right) \right) (FA) \quad (3.10)$$

Tomando en cuenta que $\epsilon = \delta / h_o$

$$\delta = (1 - \exp(- \frac{2}{A c b_3} (\frac{f}{c})^2 [(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5}])) (FA) (h_0) \quad (3.11)$$

La ec 3.11 da la deformación vertical de un elemento de suelo friccionante de espesor h_0 . Podemos observar que existen varios parámetros que influyen en este fenómeno, estando entre los más importantes los siguientes:

El módulo de rigidez no lineal A, el cual mide la rigidez de la masa de suelo: a medida que el material es más rígido (menos deformable), el valor de A es mayor.

Los coeficientes α y β . Se observa experimentalmente que en suelos friccionantes $\beta \cong 0.7 \text{ kg/cm}^2$. Cuando éstos se encuentran en estado suelto $\alpha \cong 0.7$, mientras que si se encuentran en estado compacto $\alpha \cong 0$.

3.2 Determinación de la deformación vertical en un suelo friccionante

Con el procedimiento visto en el inciso anterior, se puede hallar la deformación vertical que sufre un suelo friccionante en el campo. La expresión que se aplica es la ec 3.11, tomando estratos (o substratos) de suelo de pequeño espesor h_0 . A continuación presentamos las expresiones necesarias para el uso de dicha ecuación

$$\delta = (1 - \exp(- \frac{2}{A c b_3} (\frac{f}{c})^2 [(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + c b_3 \sigma_z)^{0.5}} - 2p_{ce}^{0.5}])) (FA) (h_0) \quad (3.11)$$

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co} \quad (3.12)$$

$$FA = 1 / [1 + \alpha \ln (1 + \frac{p'_{cm}}{\beta})] \quad (3.13)$$

$$p'_{co} = p_t + b_4 (p'_{co} + c \sigma_z / 2) \quad (3.14)$$

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (3.15)$$

$$c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \quad (3.16)$$

$$f = 1 - \nu (a_1 + a_2) \quad (3.17)$$

Cabe aclarar que para determinar p'_{co} se hace la hipótesis de que ésta es igual al esfuerzo en el plano octaédrico

$$p'_{c_0} = (1/3) (p'_{z_0} + p'_{x_0} + p'_{y_0}) \quad (3.18)$$

donde p'_{z_0} , p'_{x_0} y p'_{y_0} son las presiones efectivas iniciales debidas a peso propio del suelo.

Considerando que $p'_{x_0} = p'_{y_0} = K_0 p'_{z_0}$

donde K_0 = coeficiente de presión de tierras en reposo

$$\text{queda} \quad p'_{c_0} = (1 + 2 K_0) p'_{z_0} / 3 \quad (3.19)$$

Para que el lector se dé una idea general, en la tabla 3 se presentan valores aproximados de los módulos que aparecen en la ec 3.11, aplicables a suelos granulares, en función del número de golpes N de la prueba de penetración estándar y de la presión del cono, los cuales deben utilizarse únicamente para fines preliminares de análisis. Cabe aclarar que el valor de " p_t " en las ecs 3.12 y 3.14 es nulo para suelos granulares.

Para ilustrar la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria que se obtiene de la aplicación del procedimiento expuesto en los párrafos anteriores, en la fig 5 se muestra dicha curva para una arena compacta, determinada con el empleo de la ec 3.10, correspondiente a una presión de confinamiento de 0.5 kg/cm².

TABLA 3
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN EN
SUELOS FRICCIONANTES

Estado	Densidad relativa	N	q_d cono kg/cm ²	A (t/m ²) ^{0.5}	A (kg/cm ²) ^{0.5}	α
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 50	< 15	> 0.7
Suelto	0.2-0.4	4-10	20-40	50-150	15-45	0.7-0.6
Medianamente compacto	0.4-0.6	10-30	40-120	150-1000	45-315	0.6-0.3
Compacto	0.6-0.8	30-50	120-400	1000-2200	315-695	0.3-0
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 400	> 2200	> 695	0

Estado	K_0	ν
Muy suelto	0.55	0.33
Suelto	0.50	0.30
Medianamente compacto	0.45	0.27
Compacto	0.40	0.26
Muy compacto	0.35	0.25

TABLA 3
(Continúa)

Coefficientes adicionales

b_1	b_2	b_3	b_4	p_t t/m ²	β t/m ²	β kg/cm ²
1/3	1/3	1.0	1.0	0	7	0.7

$$1 \text{ (t/m}^2\text{)}^{0.5} = 0.3162 \text{ (kg/cm}^2\text{)}^{0.5}$$

En la práctica resulta necesario determinar las propiedades de deformación mediante pruebas de campo o laboratorio. Para el caso de ensayos de laboratorio, los módulo A y α se obtienen a partir de pruebas triaxiales de deformación. En efecto, de la ec 3.10 despejamos A

$$A = \frac{-2 \left(\frac{f}{cb_3}\right)^2 \left[(p_{ce} + cb_3\sigma_z)^{0.5} + \frac{p_{ce}}{(p_{ce} + cb_3\sigma_z)^{0.5}} - 2 p_{ce}^{0.5} \right]}{\ln(1 - \epsilon / FA)} \quad (3.20)$$

El procedimiento que se emplea es el siguiente: se supone un valor de α y se calculan las magnitudes de A para las diferentes etapas de la prueba triaxial de deformación; se obtiene la media \bar{A} de estas magnitudes, y se calcula para cada etapa el valor absoluto de la diferencia de A menos la media \bar{A} ; se obtiene la suma de los valores absolutos así obtenidos. El proceso anterior se repite dando diferentes valores de α , hasta que el cociente de la suma de los valores absolutos entre la media \bar{A} es mínimo. El valor de α que hace mínimo este cociente es la magnitud de α de este suelo, mientras que la media \bar{A} correspondiente a esta condición es igual al módulo A del suelo.

Ilustremos el procedimiento anterior con los siguientes datos de una prueba triaxial de deformación:

Etapa	Presión de confinamiento p_{co} , kg/cm ²	Esfuerzo desviador σ_z , kg/cm ²	Deformación unitaria ϵ
1	0.25	0.30	0.00269
2	0.50	0.60	0.00366
3	1.0	1.28	0.00379
4	2.0	2.60	0.00565

El suelo es una arena en estado suelto.

Procediendo por tanteos, se obtienen los resultados de la siguiente tabla, en la que se han anotado únicamente los valores de la última iteración, que correspondió a un $\alpha = 0.7$. Las magnitudes de A se obtienen aplicando la ec 3.20.

Etapa	p'_{cm} kg/cm ²	A (kg/cm ²) ^{0.5}	A - \bar{A} (kg/cm ²) ^{0.5}
1	0.30	75.83	0.03
2	0.60	68.65	7.21
3	1.213	87.94	12.08
4	2.433	71.02	4.84
		$\bar{A} = 75.86$	Suma 24.15

$$\text{Suma} / \bar{A} = 0.32$$

La magnitud de A para este suelo es igual a la media \bar{A} . Por lo tanto, en esta arena $A = 75.86$ (kg/cm²)^{0.5} y $\alpha = 0.7$.

En la tabla 4 se presentan valores numéricos de la relación de Poisson (Zeevaert 1973).

TABLA 4
RELACIÓN DE POISSON (Zeevaert 1973)

<u>Tipo de suelo</u>	<u>Relación de Poisson, ν</u>
Polvo volcánico suelto	0.3
Limos compactos, sedimento eólicos finos. Sedimentos volcánicos semicompactos. Aluviones finos	0.3 a 0.25
Arena, limos compactos, suelos aluviales. Sedimentos compactos bien graduados	0.25
Arena con grava. Sedimentos aluviales compactos, cementados y bien graduados	0.25

Ejemplo

Con el propósito de ilustrar la aplicación del método de análisis no lineal de deformaciones en suelos granulares, presentamos a continuación el cálculo del asentamiento de una zapata de 3.9 m de ancho por 4.6 m de longitud, desplantada a 2.6 m de profundidad, que transmite al terreno de cimentación una presión media de contacto de 15.6 t/m². La estratigrafía y propiedades del subsuelo se muestran en la fig 6.

Como se cuenta con el número de golpes N de la prueba de penetración estándar, de la tabla 3 podemos determinar las propiedades del subsuelo mediante interpolación, como se indica a continuación

Estrato	N	A (t/m ²) ^{0.5}	α	K _o	ν
2	21	617.5	0.435	0.45	0.27
3	52	2200	0	0.35	0.25
4	38	1480	0.18	0.40	0.26

La deformación de cada estrato se obtiene usando la ec 3.11, calculando los esfuerzos debidos a peso propio del suelo y los debidos a la carga de la zapata, a la mitad de cada estrato. En la siguiente tabla se presenta la determinación del asentamiento de la zapata. Los incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y se hallan empleando las ecs A.1 a A.4 del Apéndice.

Estrato	h _o cm	p _{zo} t/m ²	p _{co} t/m ²	σ_z t/m ²	σ_x t/m ²	σ_y t/m ²	a ₁	a ₂	c
2'	200	6.72	4.26	14.63	4.54	4.91	0.310	0.336	0.549
3	130	9.59	5.43	9.07	0.29	0.55	0.032	0.061	0.364
4	180	12.29	7.37	5.29	-0.14	-0.05	-0.027	-0.009	0.321

Estrato	f	p _{cm} t/m ²	δ cm	F(A)
2'	0.826	8.27	0.65	0.24
3	0.977	7.09	0.11	0.1
4	1.009	8.22	0.06	0.01
		Suma	0.82	

Los valores de la tabla se obtienen usando las ecs 3.11 a 3.19. p'_{zo} es la presión efectiva vertical (o presión total vertical, ya que en este problema son iguales) a la mitad del estrato, debido a peso propio del suelo.

$$p'_{co} = (1 + 2 K_o) P'_{zo} / 3$$

Se observa que debido a la carga de 15.6 t/m² la zapata sufre un asentamiento global de 0.82 cm.

4. Deformaciones instantáneas en suelos cohesivos

4.1 Suelos cohesivos totalmente saturados

4.1.1 Integración de la ecuación constitutiva

Tratamos en este inciso los suelos cohesivos totalmente saturados en que la presión hidráulica u_w es mayor o igual que cero. Como se vio en el inciso 2, la ecuación constitutiva de deformación en suelos está dada por la ec 2.17

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \quad (4.1)$$

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co} \quad (2.16)$$

$$(u_w \geq 0)$$

En suelos cohesivos se observa experimentalmente que $s = 1$, por lo que la ec 4.1 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{co} + b_3 c \sigma_z} \quad (4.2)$$

Además, en suelos cohesivos totalmente saturados, para deformaciones instantáneas $c = 0$, por lo que

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{co}} \quad (4.3)$$

Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento de suelo disminuye su espesor h del valor inicial h_o al valor final h_f (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 4.3 de h_o a h_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro

$$\int_{h_o}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{co}}$$

$$\frac{h_f}{h_o} = \exp \left(- \frac{f^2}{2 A} \frac{\sigma_z^2}{p_{co}} \right) \quad (4.4)$$

Llamemos δ a la deformación vertical de elemento (fig 4)

$$\delta = h_o - h_f, \quad h_f = h_o - \delta$$

$$\text{Dividiendo entre } h_o \quad h_f / h_o = 1 - \delta / h_o = 1 - \epsilon \quad (4.5)$$

donde ϵ es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como δ entre h_o .

$$\epsilon = \delta / h_o \quad (4.6)$$

Sustituyendo la ec 4.5 en la ec 4.4, y despejando ϵ

$$\epsilon = 1 - \exp \left(- \frac{f^2}{2 A} \frac{\sigma_z^2}{p_{co}} \right) \quad (4.7)$$

Pero $\epsilon = \delta / h_0$, por lo tanto

$$\delta = \left[1 - \exp \left(- \frac{f^2}{2A} \frac{\sigma_z^2}{p_{co}} \right) \right] h_0 \quad (4.8)$$

La ec 4.8 proporciona la deformación instantánea de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado de espesor h_0 .

Para la arcilla de la ciudad de México se obtienen los siguientes promedios estadísticos de propiedades de deformación:

	A	p_t	b_3	K_0	ν
Deformación elastoplástica	t/m ² 120-170	t/m ² 0.5	1.0	0.5	0.45
Deformación elástica	160-240	0.5	1.0	0.5	0.45

El módulo de rigidez A se puede hallar despejándolo de la ec 4.7

$$A = - \frac{f^2 \sigma_z^2}{2 p_{co} \ln(1 - \epsilon)} \quad (4.9)$$

En la práctica se realizan pruebas de compresión no confinada o pruebas de compresión triaxial consolidada rápida, cuyos resultados se sustituyen en la ec 4.9 para determinar "A". A manera de ejemplo, consideremos los siguientes resultados en una prueba de compresión triaxial, obtenidos para la arcilla de la ciudad de México: $\sigma_z = 1.5$ t/m², $\epsilon_e = 0.00177$, $\epsilon_{ep} = 0.00230$, que corresponden a una presión efectiva de confinamiento de campo $p'_{co} = 2.63$ t/m². Sustituyendo valores en la ec 4.9 se obtienen las siguientes magnitudes de "A":

Deformación elástica	$A_e = 203$ t/m ²
Deformación elastoplástica	$A = 156$ t/m ²

Ejemplo

Con el propósito de ilustrar la aplicación del procedimiento presentado en los párrafos anteriores, calculemos a continuación la expansión instantánea por excavación y los asentamientos inmediatos por recompresión y compresión de un edificio con una planta de 10 por 20 m, con un cajón de cimentación desplantado a 3.5 m de profundidad, utilizando valores estadísticos de la arcilla de la ciudad de México. Se trata de una estructura que trasmite al terreno una presión de contacto media de 7.32 t/m². La estratigrafía del subsuelo se muestra en la fig 7. Utilizar $A_e = 200$ t/m² para la determinación de la expansión elástica y $A = 150$ t/m² para la determinación del asentamiento inmediato por compresión.

a) Expansión inmediata por excavación

Debido a una excavación de 3.5 m de profundidad, se produce una descarga de $3.5(1.52) = 5.32 \text{ t/m}^2$, la cual ocasiona una expansión inmediata, cuyo cálculo se presenta en la tabla 5. Los incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y se hallan usando las ecs A.1 a A.4 del Apéndice.

TABLA 5
EXPANSIÓN INMEDIATA

Estrato	h_o m	z m	σ_z t/m^2	σ_x t/m^2	σ_y t/m^2	p'_z t/m^2	p'_{c2} t/m^2	f	δ m
1'	1.1	0.55	5.32	4.43	4.48	3.11	2.07	0.246	0.0018
2	3.2	2.7	5.04	2.09	2.84	3.62	2.41	0.560	0.0218
3	1.8	5.2	4.18	0.78	1.54	3.94	2.63	0.749	0.0140
5	0.8	7.5	3.32	0.33	0.86	4.71	3.14	0.838	0.0042
								Suma	0.0418

Los valores se calcularon a la mitad de cada estrato. Se despreció la deformación del estrato 4.

$$p'_{c0} = (1 + 2 K_o) p'_z / 3 \quad (4.10)$$

La expansión δ se halló usando la ec 4.8, con las siguientes propiedades:

$$A_o = 200 \text{ t/m}^2, p_t = 0.5 \text{ t/m}^2, b_3 = 1.0, K_o = 0.5, \nu = 0.45$$

b) Asentamiento inmediato por compresión

Debido a un incremento neto de carga de $7.32 - 5.32 = 2.0 \text{ t/m}^2$ se produce un asentamiento instantáneo por compresión, el cual se calcula en la tabla 6.

TABLA 6
ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESIÓN

Estrato	h_o m	z m	σ_z t/m^2	σ_x t/m^2	σ_y t/m^2	p'_z t/m^2	p'_{c2} t/m^2	f	δ m
1'	1.1	0.55	2.00	1.66	1.68	3.11	2.07	0.246	0.0003
2	3.2	2.7	1.89	0.79	1.07	3.62	2.41	0.560	0.0041
3	1.8	5.2	1.57	0.29	0.58	3.94	2.63	0.749	0.0027
5	0.8	7.5	1.25	0.12	0.32	4.71	3.14	0.838	0.0008
								Suma	0.0079

El asentamiento δ se halló usando la ec 4.8, con las siguientes propiedades:

$$A = 150 \text{ t/m}^2, p_t = 0.5 \text{ t/m}^2, b_3 = 1.0, K_o = 0.5, \nu = 0.45$$

Se observa que debido a la excavación se produce una expansión instantánea de 4.2 cm. Durante la construcción del edificio esta expansión se recupera cuando la presión media alcanza el valor de 5.32 t/m²; por lo tanto, se produce un asentamiento instantáneo por recompresión del orden de 4.2 cm. Debido al incremento neto de carga de 2.0 t/m² se presenta un asentamiento adicional por compresión de 0.8 cm. En consecuencia, el asentamiento inmediato del edificio será de 4.2 + 0.8 = 5.0 cm. Faltaría determinar el asentamiento diferido debido al incremento neto de carga.

La tabla 7 contiene valores aproximados de propiedades de deformación de suelos cohesivos totalmente saturados, los cuales deben usarse únicamente para fines preliminares de análisis.

TABLA 7
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN DE UN SUELO
COHESIVO TOTALMENTE SATURADO
DEFORMACIONES INSTANTÁNEAS

DEFORMACIÓN ELÁSTICA

Consistencia	N	c_u t/m ²	A_o t/m ²	p_t t/m ²
Blanda	2 - 4	1.25 - 2.5	140 - 250	0.7
Media	4 - 8	2.5 - 5.0	250 - 460	0.9
Firme	8 - 15	5.0 - 10.0	460 - 840	1.1
Muy firme	15 - 30	10.0 - 20.0	840 - 1500	1.3
Dura	> 30	> 20.0	> 1500	> 1.5

$b_3 = 1.0$ $\nu = 0.45$ $K_o = 0.5$

DEFORMACIÓN ELASTOPLÁSTICA

Consistencia	N	c_u t/m ²	A t/m ²	p_t t/m ²
Blanda	2 - 4	1.25 - 2.5	70 - 130	0.7
Media	4 - 8	2.5 - 5.0	130 - 230	0.9
Firme	8 - 15	5.0 - 10.0	230 - 420	1.1
Muy firme	15 - 30	10.0 - 20.0	420 - 770	1.3
Dura	> 30	> 20.0	> 770	> 1.5

$b_3 = 1.0$ $\nu = 0.45$ $K_o = 0.5$

N = número de golpes de la prueba de penetración estándar

c_u = cohesión aparente determinada en prueba de compresión triaxial rápida

4.2 Suelos cohesivos parcialmente saturados

En este inciso trataremos los suelos cohesivos parcialmente saturados, en que la presión hidráulica $u_w \leq 0$. Para valores de $u_w > 0$ se aplica lo visto en el inciso 4.1 (suelos cohesivos totalmente saturados).

Consideremos un suelo cohesivo totalmente saturado, y hagamos que este suelo pierda humedad. En este proceso se forman meniscos que producen esfuerzos de tensión en el agua del suelo, lo que a su vez ocasiona esfuerzos efectivos de compresión en la estructura sólida del suelo (Juárez Badillo y Rico 1976, cap VIII); a la tensión en el agua se le denomina succión. Por lo tanto, en un suelo parcialmente saturado podemos considerar que el efecto de succión produce un incremento de la presión efectiva en el suelo. Denominemos p_s a la presión de succión; la presión de confinamiento será la suma de la presión debida a peso propio p_{co} (presión total de confinamiento) más la presión de succión p_s . La ecuación constitutiva (ec 2.17) queda de la siguiente forma:

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{co} + b_3 c (1-G_w) \sigma_z]^s} \quad (4.11)$$

donde G_w es el grado de saturación del suelo, y

$$p_{ce} = p_t + b_5 p_s + b_3 p_{co} \quad (4.12)$$

$(u_w \leq 0)$

siendo b_5 un coeficiente que depende de la diferente influencia que tienen en el comportamiento del suelo p_s y p_{co} ; en general $b_5 \approx 1.0$. El valor de p_s en la ec 5.10 corresponde a un promedio estadístico de la succión dentro del suelo. p_{co} es la presión total de confinamiento.

En suelos cohesivos se observa experimentalmente que $s = 1$, por lo que la ec 5.9 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c (1-G_w) \sigma_z} \quad (4.13)$$

Procedamos a integrar esta ecuación. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento de suelo disminuye su espesor h del valor inicial h_0 al valor final h_f (fig 4). Por lo tanto, para hallar la

deformación total del elemento debemos integrar la ec 5.11 de h_0 a h_f , el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro

$$\int_{h_0}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c (1-G_w) \sigma_z}$$

$$\frac{h_f}{h_0} = \exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c (1-G_w) A} \right) \left[\frac{b_3 c (1-G_w) \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right]^{\frac{p_{ce}}{A} \left[\frac{f}{b_3 c (1-G_w)} \right]^2} \quad (4.14)$$

Llamemos δ a la deformación vertical de elemento (fig 4)

$$\delta = h_0 - h_f, \quad h_f = h_0 - \delta$$

$$\text{Dividiendo entre } h_0 \quad h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 = 1 - \epsilon \quad (4.15)$$

donde ϵ es la deformación unitaria vertical del elemento, definida como δ entre h_0 .

$$\epsilon = \delta / h_0 \quad (4.16)$$

Sustituyendo la ec 4.14 en la ec 4.15, y despejando ϵ

$$\epsilon = 1 - \exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c (1-G_w) A} \right) \left[\frac{b_3 c (1-G_w) \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right]^{\frac{p_{ce}}{A} \left[\frac{f}{b_3 c (1-G_w)} \right]^2} \quad (4.17)$$

Tomando en cuenta que $\epsilon = \delta / h_0$, $\delta = \epsilon h_0$

$$\delta = \left\{ 1 - \exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c (1-G_w) A} \right) \left[\frac{b_3 c (1-G_w) \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right]^{\frac{p_{ce}}{A} \left[\frac{f}{b_3 c (1-G_w)} \right]^2} \right\} h_0 \quad (4.18)$$

La ec 4.18 proporciona la deformación instantánea de un elemento de espesor h_0 , formado por un suelo cohesivo parcialmente saturado.

Ejemplo

Hallar el asentamiento instantáneo de una losa de cimentación de planta cuadrada de 7 m de lado, que transmite al subsuelo una presión promedio máxima de contacto de 3.5 t/m². Considerar que el terreno de cimentación es una arcilla de consistencia media, que se extiende hasta los 9.5 m de profundidad, en el que existe una succión de 5

t/m^2 y un grado de saturación de 80 % ($G_w = 0.8$). La arcilla tiene un peso volumétrico natural de $1.5 t/m^3$.

Solución

De la tabla 7 obtenemos las siguientes propiedades de deformación:

$$A_{ep} = 200 t/m^2, p_t = 0.9 t/m^2, b_3 = 1.0, \nu = 0.45, K_o = 0.5$$

Además $b_5 = 1.0$

En la tabla 8 se presenta la obtención del asentamiento de la losa de cimentación, empleando las ecs 4.12 y 4.18. Se emplearon substratos de 0.5 m de espesor. Se obtiene un hundimiento instantáneo de 0.59 cm.

5. Deformaciones diferidas en suelos cohesivos

5.1 Suelos cohesivos totalmente saturados

Tratamos en este inciso los suelos cohesivos totalmente saturados en que la presión hidráulica " u_w " es mayor o igual que cero.

Para hallar la deformación diferida en un suelo cohesivo totalmente saturado, tenemos que integrar la ecuación constitutiva planteada en el inciso 2 (ec 2.17)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_{ce} + b_3 c \sigma_z]^s} \tag{5.1}$$

donde

$$p_{ce} = p_t + b_3 p'_{co} \tag{5.2}$$

($u_w \geq 0$)

En suelos cohesivos se observa experimentalmente que $s = 1$, por lo que la ec 5.1 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c \sigma_z} \tag{5.3}$$

Procedamos a integrar esta ecuación. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento de suelo disminuye su espesor h del valor inicial h_o al valor final h_f (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 5.2 de h_o a h_f , el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro

$$\int_{h_o}^{h_f} \frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \int_0^{\sigma_z} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{p_{ce} + b_3 c \sigma_z}$$

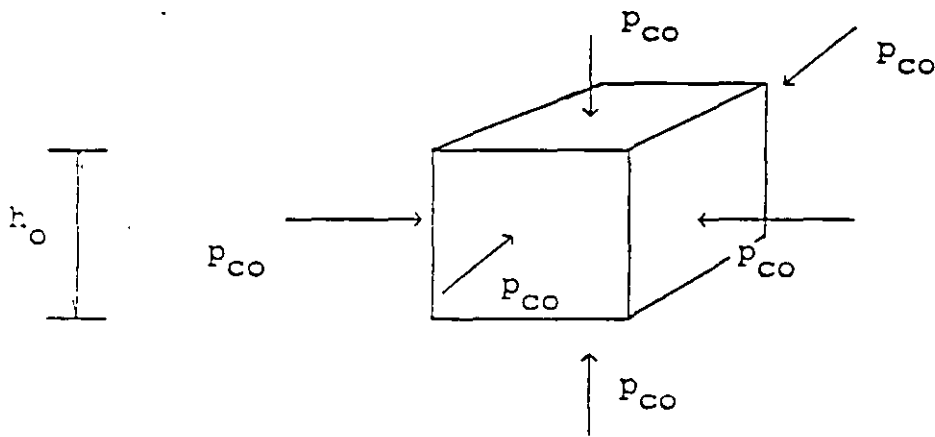


FIG 1 PRESIÓN ISÓTROPА p_{co}

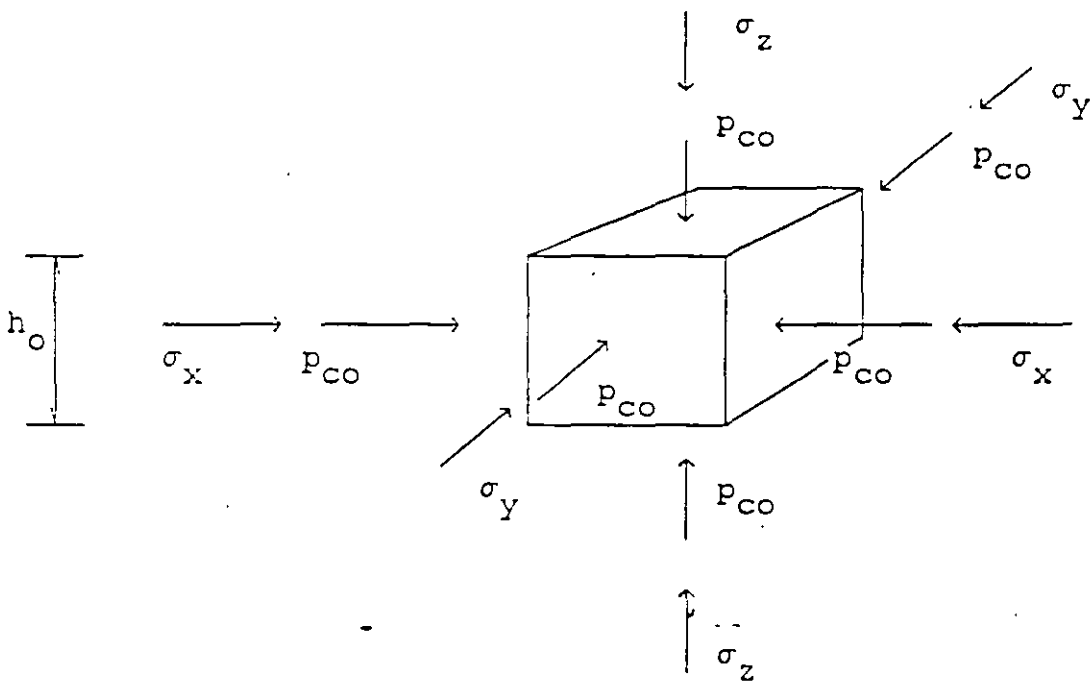


FIG 2 INCREMENTOS DE ESFUERZO σ_z , σ_x y σ_y SOBRE EL ELEMENTO

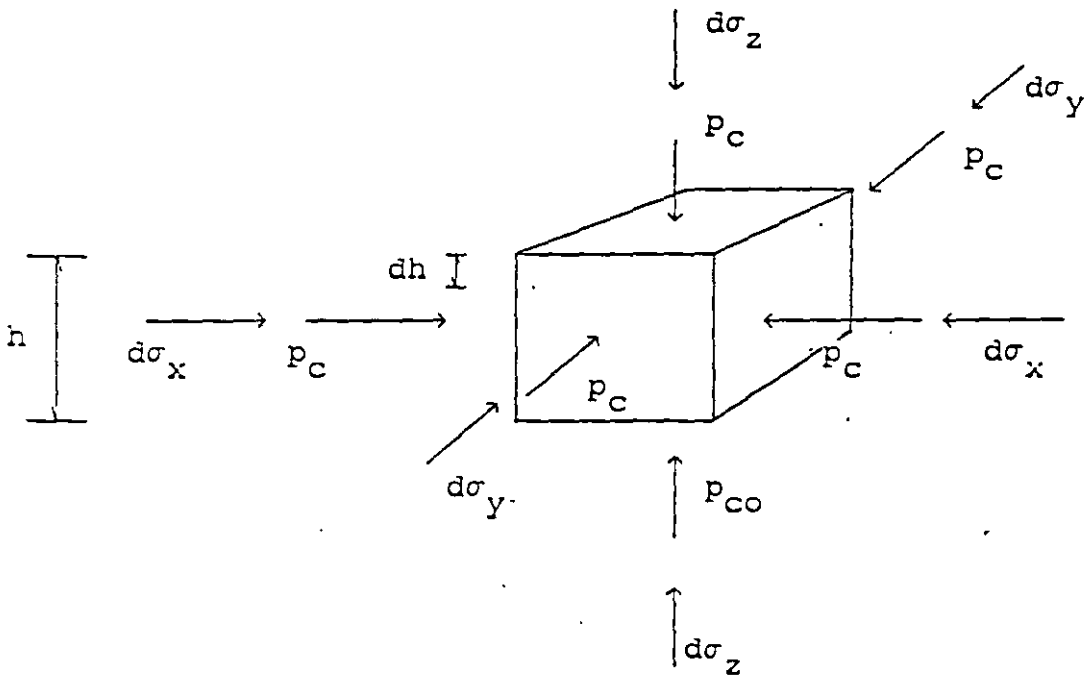


FIG 3 ELEMENTO SUJETO A INCREMENTOS DIFERENCIALES DE ESFUERZO $d\sigma_z$, $d\sigma_x$ y $d\sigma_y$

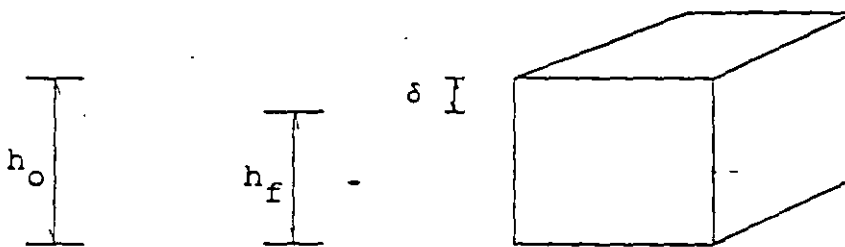
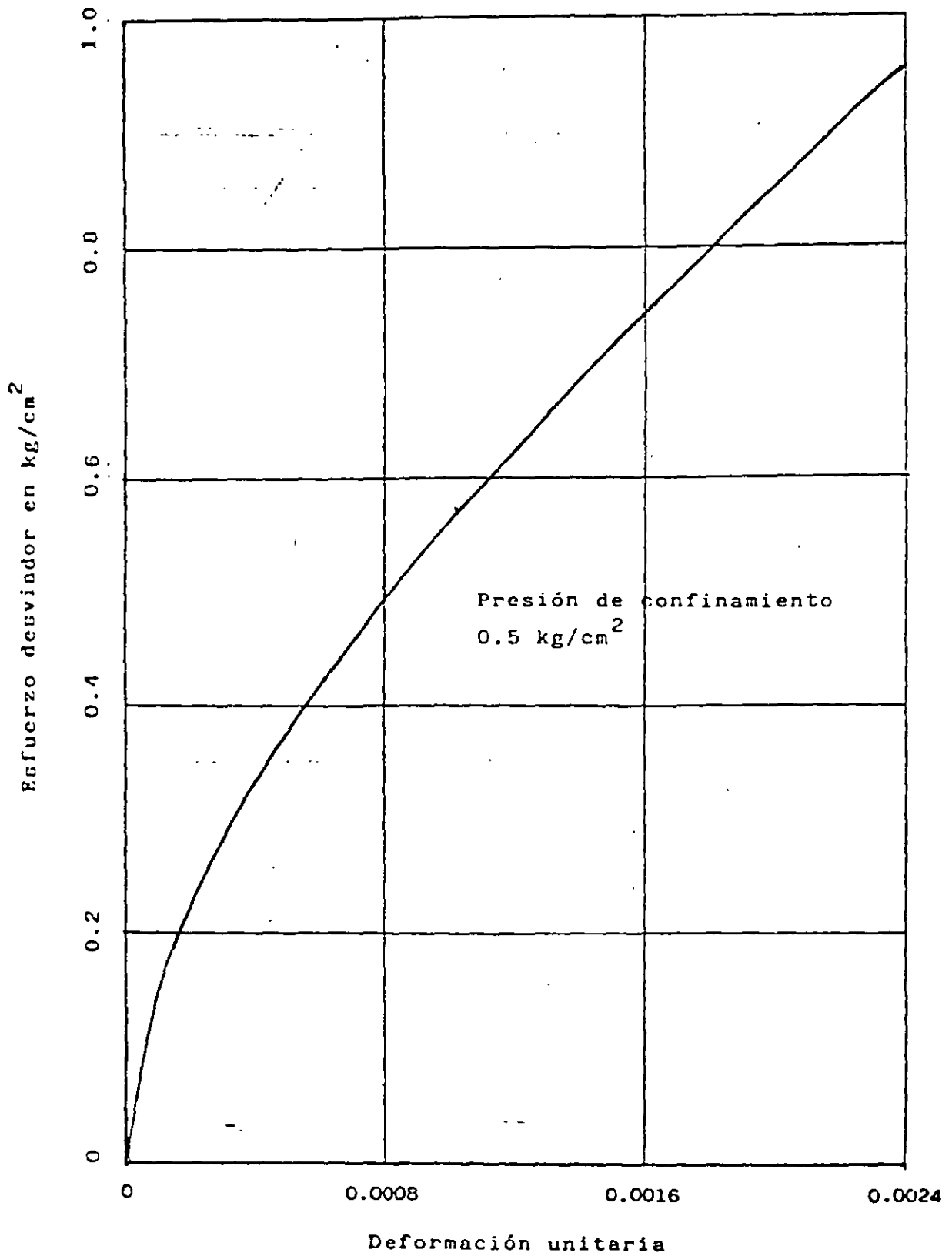


FIG 4 DEFORMACIÓN DEL ELEMENTO



CURVA ESFUERZO-DEFORMACION UNITARIA. ARENA COMPACTA

FIGURA 5

Estrato	Prof m	Descripción
1	0	Arcilla negra de alta plasticidad $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$
2	2.0	Limo arenoso medianamente compacto
D_r -	2.6	$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ $N = 21$ golpes
3	4.6	Arena limosa muy compacta $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ $N = 52$ golpes
4	5.9	Arena limoarcillosa compacta
	7.7	$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ $N = 38$ golpes

N = número de golpes de la prueba de penetración estándar
 γ = peso volumétrico natural

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO (EJEMPLO)

FIGURA 6

Estrato	Prof m	Descripción
	0	$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$
NAF -	1.0	Limo arenoarcilloso
D_r -	3.5	$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$
1'	4.6	Limo arcilloso $\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$
2	7.8	Arcilla limosa $\gamma = 1.11 \text{ t/m}^3$
3	9.6	Arena limosa $\gamma = 1.60 \text{ t/m}^3$
4	10.6	Limo arcilloso $\gamma = 1.18 \text{ t/m}^3$
5	11.4	Arena compacta

Profundidad del nivel de agua freática (NAF): 1.0 m

γ = peso volumetrico natural

FIG 7. ESTRATIGRAFIA DEL SUBSUELO (EJEMPLO)

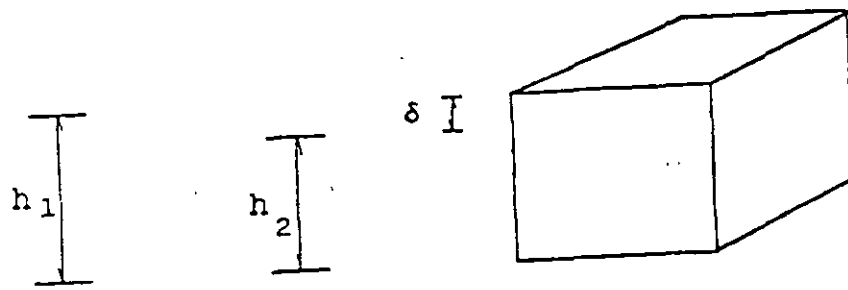


FIG 8 DEFORMACIÓN DEL ELEMENTO

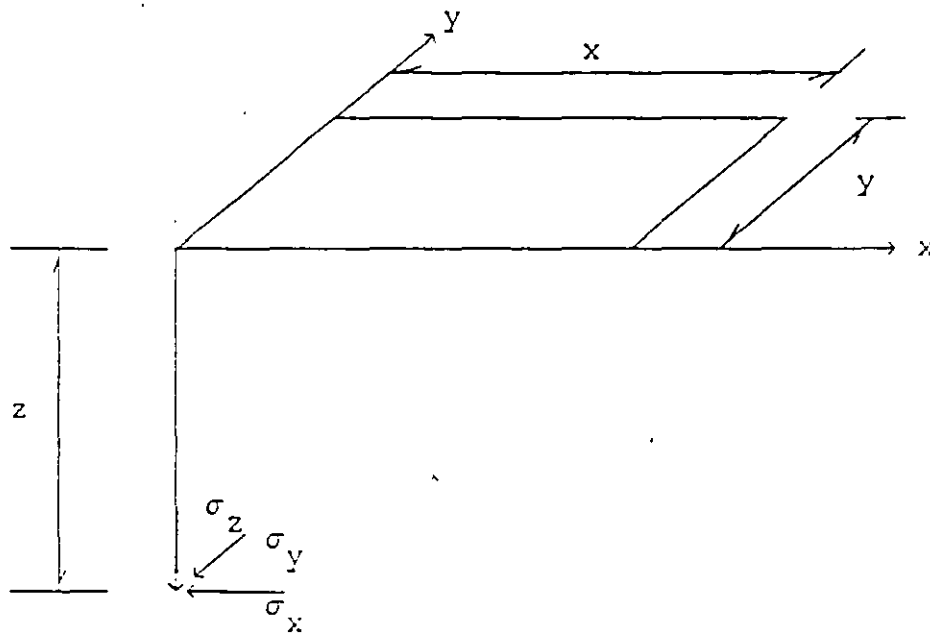


FIG A.1 INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO

Método no lineal para el cálculo de deformaciones diferidas en suelos cohesivos totalmente saturados

Non linear method for the calculation of long term deformations
in fully saturated cohesive soils

A Deméneghi, Profesor del Departamento de Geotecnia, Facultad de Ingeniería, UNAM

RESUMEN. Se presenta en este artículo un procedimiento para el cálculo de las deformaciones diferidas en suelos cohesivos totalmente saturados, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal, así como el efecto de la presión de confinamiento en la magnitud de las deformaciones. Primeramente se plantea una ecuación constitutiva general y luego se aplica al cálculo de las deformaciones diferidas de suelos cohesivos totalmente saturados. El procedimiento se ilustra con un ejemplo sencillo de aplicación.

1. ECUACIÓN CONSTITUTIVA PARA EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

Obtengamos primeramente una ecuación constitutiva general para los suelos, considerando una relación esfuerzo-deformación no lineal y la influencia de la presión de confinamiento. Juárez Badillo (1965) es uno de los primeros investigadores que propone una ecuación constitutiva, en la que "normaliza" la deformación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento, proponiendo la siguiente relación entre ellos:

$$dV/V = -\gamma d\sigma/\sigma$$

donde V = volumen de un elemento de suelo
 σ = esfuerzo isotrópico sobre el elemento de suelo
 γ = coeficiente de compresibilidad del suelo

Aun cuando la teoría de Juárez Badillo no toma en cuenta el efecto del esfuerzo desviador, se puede considerar como uno de los antecedentes más importantes para el estudio del comportamiento no lineal de los suelos.

De acuerdo con los resultados experimentales tanto de laboratorio como de campo, la deformación de un suelo es directamente proporcional al incremento de esfuerzo desviador e inversamente proporcional al esfuerzo de confinamiento. Por lo tanto, una ecuación constitutiva debe comprender estos dos efectos. En los siguientes párrafos, apoyándonos en el concepto de "normalización" de las deformaciones y los esfuerzos, presentamos un procedimiento para tratar de resolver este problema, considerando además que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal.

Supongamos por un momento que la presión de confinamiento se mantuviera constante (fig 1) Demos

incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y (fig 2); podemos usar entonces una variante de la ley de Hooke para el cálculo de la deformación unitaria, es decir (fig 2)

$$\epsilon \cong (1/A) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)]^f \quad (1)$$

donde (1/A) es el coeficiente de proporcionalidad entre el esfuerzo desviador y la deformación unitaria, ν la relación de Poisson y f un exponente que depende del tipo de suelo.

Suponiendo que el espesor h_0 del elemento de suelo es suficientemente pequeño para que la relación del esfuerzo horizontal al esfuerzo vertical sea constante, se tiene que

$$a_1 = \sigma_x / \sigma_z \quad a_2 = \sigma_y / \sigma_z \quad (2)$$

$$\text{es decir } \sigma_x = a_1 \sigma_z \quad \sigma_y = a_2 \sigma_z \quad (3)$$

Sustituyendo las ecs 2 y 3 en la ec 1

$$\epsilon \cong (1/A) \{ \sigma_z [1 - \nu (a_1 + a_2)] \}^f \quad (4)$$

$$\epsilon \cong (1/A) (f \sigma_z)^f \quad (5)$$

$$\text{siendo } f = 1 - \nu (a_1 + a_2) \quad (6)$$

Por otra parte, como mencionamos antes, la deformación es función inversa del esfuerzo de confinamiento. Veamos a continuación cómo tomar en cuenta este efecto.

Consideremos el elemento de la fig 1, sometido a una presión efectiva de confinamiento p'_{e0} . Demos ahora incrementos de esfuerzo σ_z , σ_x y σ_y sobre el elemento, tal como se muestra en la fig 2; estos incrementos de esfuerzo ocasionan que la presión de

confinamiento p_{co} aumente en un valor $\Delta p_c'$, dando lugar a un nuevo valor de p_c' , que vale

$$p_c' = p_{co}' + \Delta p_c' \quad (7)$$

En términos generales se acepta que $\Delta p_c'$ es igual al incremento de esfuerzo normal en el plano octaédrico, o sea, que es igual al promedio de los incrementos de esfuerzo

$$\Delta p_c' = (1/3) (\sigma_z + \sigma_x + \sigma_y) = (1/3) \sigma_z + (1/3) (\sigma_x + \sigma_y)$$

Para fines prácticos podemos sustituir el valor de 1/3 por coeficientes, quedando el valor de $\Delta p_c'$ de la siguiente forma

$$\Delta p_c' = b_1 \sigma_z + b_2 (\sigma_x + \sigma_y) \quad (8)$$

donde, dada la experiencia actual $b_1 = 1/3$ y $b_2 = 1/3$.

Sustituyendo las ecs 3 en la ec 8

$$\Delta p_c' = c \sigma_z \quad (9)$$

siendo $c = b_1 + b_2 (a_1 + a_2) \quad (10)$

Sustituyendo en la ec 7

$$p_c' = p_{co}' + c \sigma_z \quad (11)$$

Si el suelo tiene cierta cohesión o cementación, tendrá una resistencia a la tensión p_t (bajo una presión efectiva igual a cero), la cual se puede interpretar como un confinamiento equivalente sobre el elemento, para una presión externa nula. Por lo tanto, la ec 11 se puede poner

$$p_c' = p_t + b_3 (p_{co}' + c \sigma_z) \quad (12)$$

El coeficiente b_3 se agrega debido a que los efectos de p_t y de p_c' en el comportamiento de un suelo no son necesariamente iguales.

Demos ahora incrementos diferenciales de esfuerzo (fig 3). Con las expresiones anteriores (ecs 5 y 12) podemos plantear una ecuación diferencial constitutiva general, en la que la deformación unitaria es directamente proporcional a la variante de la ley de Hooke dada por la ec 5, e inversamente proporcional a la presión de confinamiento p_c' dada por la ec 12, es decir (Deméneghi 1984)

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z)' d(f \sigma_z)}{[p_t + b_3 (p_{co}' + c \sigma_z)]'} \quad (13)$$

donde A es el módulo de rigidez del suelo, r y s son exponentes que dependen de la clase de suelo.

En los suelos cohesivos se observa experimentalmente que $r \approx 1$ y que $s \approx 1$, por lo que la ec 13 queda

$$\frac{dh}{h} = - \frac{1}{A} \frac{(f \sigma_z) d(f \sigma_z)}{[p_t + b_3 (p_{co}' + c \sigma_z)]} \quad (14)$$

donde

$$p_{ce} = p_t + b_3 p_{co}' \quad (15)$$

2. OBTENCIÓN DE LA DEFORMACION A LARGO PLAZO

Procedamos a integrar la ec 14. Al variar el esfuerzo vertical de 0 a σ_z , el elemento disminuye su espesor h del valor inicial h_0 al valor final h_f (fig 4). Por lo tanto, para hallar la deformación total del elemento debemos integrar la ec 14 de h_0 a h_f el primer miembro y de 0 a σ_z el segundo miembro. Resolviendo la integral y sustituyendo los límites de ésta, llegamos a

$$\frac{h_f}{h_0} = \left[\exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c A'} \right) \right] \left[\frac{b_3 c \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \frac{p_{ce}}{A'} \left(\frac{f}{b_3 c} \right)^2 \quad (16)$$

Llamemos δ a la deformación vertical del elemento (fig 4)

$$\delta = h_0 - h_f \quad h_f = h_0 - \delta$$

Dividiendo entre h_0

$$h_f / h_0 = 1 - \delta / h_0 \quad (17)$$

Sustituyendo la ec 17 en la ec 16

$$\delta = \left\{ 1 - \left[\exp \left(- \frac{f^2 \sigma_z}{b_3 c A'} \right) \right] \left[\frac{b_3 c \sigma_z + p_{ce}}{p_{ce}} \right] \right\} h_0 \frac{p_{ce}}{A'} \left(\frac{f}{b_3 c} \right)^2 \quad (18)$$

La ec 18 da la deformación vertical a largo plazo de un elemento de suelo cohesivo totalmente saturado de espesor h_0 .

La deformación unitaria del elemento se obtiene con la expresión

$$\epsilon = \delta / h_0 \quad (19)$$

En la tabla I se presentan valores aproximados de las propiedades de deformación a largo plazo, las cuales

deben usarse sólo para fines preliminares de análisis. Cabe aclarar que estas propiedades corresponden al tramo de recompresión del suelo.

Para la arcilla de la ciudad de México, en el tramo de recompresión, el módulo A' (a largo plazo) es del orden de 90 a 150 t/m^2 ; el máximo valor corresponde a arcilla con mayor grado de preconsolidación.

3. EJEMPLO

Calcular el asentamiento diferido de un edificio con una planta de 10 por 20 m, con un cajón de cimentación desplantado a 3.5 m de profundidad, que transmite una presión media de contacto de 7.32 t/m^2 , para la estratigrafía y propiedades indicadas en la fig 5.

El incremento neto de presión vale $7.32 - 1.52(3.5) = 2 \text{ t/m}^2$. En la tabla 2 se muestra la secuencia del cálculo del asentamiento. Los incrementos de esfuerzo se computaron usando las ecs 5.1 a 5.4, mientras que el asentamiento se halló con el empleo de las ecs 18 y 15. Se obtiene un asentamiento a largo plazo de 2.3 cm.

4. CONCLUSIONES

a) Se presentó una técnica que toma en cuenta los efectos del incremento de esfuerzo desviador y de la presión de confinamiento en el análisis de deformaciones en los suelos, así como el fenómeno de que la curva esfuerzo-deformación es no lineal.

b) Se obtuvo una ecuación diferencial constitutiva general para la determinación de las deformaciones de los suelos. Esta ecuación se integró para el cálculo de la deformación diferida en suelos cohesivos totalmente saturados

c) Dado un suelo cohesivo con una consistencia definida, su deformabilidad queda caracterizada por parámetros que no dependen de la presión de confinamiento. Por lo tanto, estos parámetros son propiedades intrínsecas del suelo

d) Una vez conocidas las propiedades de deformación de un suelo, se pueden calcular las deformaciones de este para diferentes condiciones de geometría y carga de una cimentación, con el uso de la ec 18.

e) Las magnitudes de las propiedades de deformación presentadas en la tabla 1 son aproximadas, las cuales deben verificarse con observaciones de campo y de laboratorio. Por lo tanto, las propiedades aquí incluidas deben usarse únicamente para fines preliminares de análisis.

5. APÉNDICE

5.1 Determinación de los incrementos de esfuerzo

La aplicación en la práctica de la solución de la ec 18 requiere del conocimiento de los incrementos de esfuerzo, los cuales se pueden calcular con las siguientes expresiones, que sirven para determinar los esfuerzos normales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme q aplicada en la superficie (fig 6).

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \text{ang tan}(x/y/zB) \right] \quad (5.1)$$

Para σ_x y σ_y (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} + \frac{xyz}{(x^2 + z^2)B} + \text{ang tan}(zB/xy) + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } y/x - \text{ang tan}(yB/xz)) \right] \quad (5.2)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)B} - \text{ang tan}(zB/xy) + (1 - 2\nu) (\text{ang tan } x/y - \text{ang tan}(xB/yz)) \right] \quad (5.3)$$

$$B = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (5.4)$$

5.2 Determinación de la presión de confinamiento

Cabe aclarar que para hallar la presión de confinamiento p'_{co} se hace la hipótesis de que ésta es igual al esfuerzo normal en el plano octaédrico

$$p'_{co} = (1/3) (p_{z0}' + p_{x0}' + p_{y0}') \quad (5.5)$$

donde p_{z0}' , p_{x0}' y p_{y0}' son las presiones efectivas iniciales debidas a peso propio del suelo.

Considerando que $p_{x0}' = p_{y0}' = K_0 p_{z0}'$

donde K_0 = coeficiente de presión de tierras en reposo

$$\text{queda } p_{co}' = (1 + 2K_0) p_{z0}' / 3 \quad (5.6)$$

6. REFERENCIAS

Damy, J. 1985. "Integración de las ecuaciones de Boussinesq, Westergaard y Frohlich. sobre superficies poligonales de cualquier forma. cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas". Rev *Ingenieria*. Vol LV. No 1: 82-86.

Dashkó, R E y Kagán, A A. 1980. *Mecánica de Suelos en la Práctica de la Geología Aplicada a la Ingeniería*. Cap 2. MIR, Moscú.

Deméneghi, A. 1984. "Análisis de deformaciones en suelos granulares". Rev *Ingenieria*. Vol LIV, No 3: 34-38.

Juárez Badillo, E. 1965. "Compressibility of soils". *5th Symp of the Civil and Hydr Eng.* Dep Indian Inst of Science, Bangalore, India.

Zeevaert, L. 1973. *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand Reinhold

TABLA 1
VALORES APROXIMADOS DE PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN A LARGO PLAZO. DE UN SUELO COHESIVO TOTALMENTE SATURADO

Consistencia	N	c_u U/m ²	A^* U/m ²	p_t U/m ²
Blanda	2 - 4	1.25 - 2.5	< 80	< 0.7
Media	4 - 8	2.5 - 5.0	80 - 120	0.9
Firme	8 - 15	5.0 - 10.0	120 - 200	1.1
Muy firme	15 - 30	10.0 - 20.0	200 - 330	1.3
Dura	> 30	> 20.0	> 330	> 1.5

$b_3 = 1.0$ $v = 0.15$ $K_o = 0.5$

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar
 c_u = cohesión aparente determinada en prueba de compresión triaxial rápida

TABLA 2
CALCULO DEL ASENTAMIENTO A LARGO PLAZO (EJEMPLO)

Estrato	z m	σ_z U/m ²	σ_v U/m ²	σ'_v U/m ²	A U/m ²	p_t U/m ²	p'_{co} U/m ²	p_{ce} U/m ²	f	c	h_o m	δ m
1'	0.55	1.999	1.329	0.913	110	0.9	2.07	2.97	0.832	0.707	1.1	0.00355
2	2.7	1.894	0.520	0.558	100	0.8	2.41	3.21	0.915	0.523	3.2	0.01243
3	5.2	1.571	0.099	0.270	90	0.7	2.63	3.33	0.965	0.412	1.8	0.00610
5	7.5	1.249	-0.022	0.120	105	0.8	3.14	3.94	0.988	0.359	0.8	0.00137
												0.02346

$q = 2 \text{ U/m}^2$ $b_3 = 1.0$ $v = 0.15$ $K_o = 0.5$ $b_1 = b_2 = 1/3$

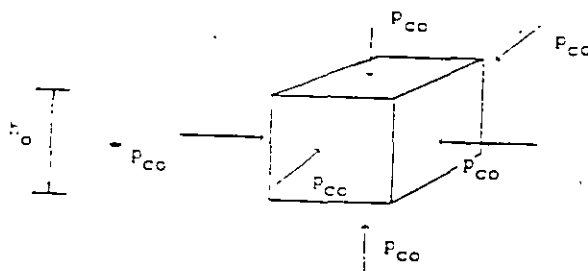


FIG 1 . PRESION ISOTROPA p_{co}

Estrato	Prof m	Descripcion	
	0		
		$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$	
NAF -	1.0	Limo arenocilioso	
D _r -	3.5		
1'	4.6	$\gamma = 1.52 \text{ t/m}^3$	$A' = 110 \text{ t/m}^2$
2		Limo arcilloso	
		$\gamma = 1.14 \text{ t/m}^3$	$A' = 100 \text{ t/m}^2$
3	7.8		
		Arcilla limosa	
		$\gamma = 1.11 \text{ t/m}^3$	$A' = 90 \text{ t/m}^2$
4	9.6		
		Arena limosa	
		$\gamma = 1.40 \text{ t/m}^3$	
5	10.6		
		Limo arcilloso	
		$\gamma = 1.18 \text{ t/m}^3$	$A' = 105 \text{ t/m}^2$
	11.4		
		Arena compacta	

Profundidad del nivel de agua freática (NAF): 1.0 m

γ = peso volumetrico natural
 A' = modulo de rigidez a largo plazo

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

FIG 5

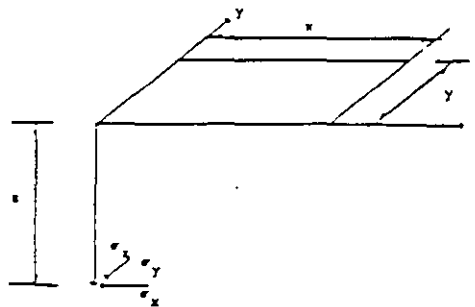


FIG 6 INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO

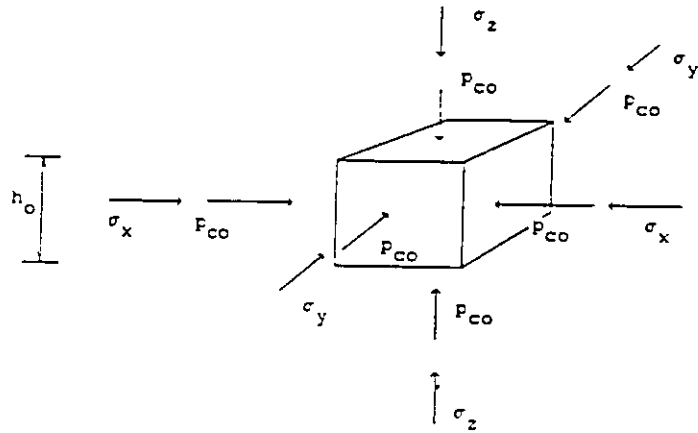


FIG 2 INCREMENTOS DE ESFUERZO σ_x , σ_y Y σ_z SOBRE EL ELEMENTO

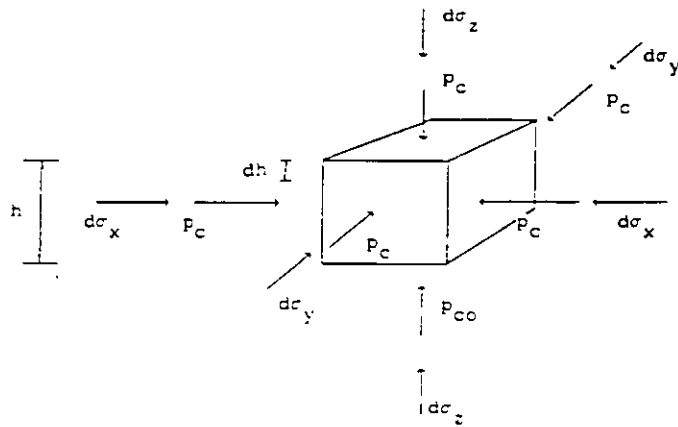


FIG 3 ELEMENTO SUJETO A INCREMENTOS DIFERENCIALES DE ESFUERZO $d\sigma_x$, $d\sigma_y$ Y $d\sigma_z$

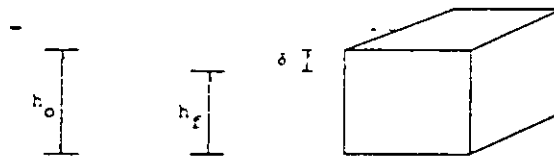


FIG 4 DEFORMACION DEL ELEMENTO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS

**EXPOSITOR: ING. RAUL GRANADOS GRANADOS
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

CAPÍTULO 63

CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS¹

63.1 INTRODUCCIÓN

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros portantes.

Lo anterior conduce a que los cimientos sean en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos se construyen casi invariablemente en hormigón armado y, en general, se emplea en ellos hormigón de calidad relativamente baja ($f_{ct} \approx 25 \text{ MPa}$ a 28 días), ya que generalmente no resulta económicamente interesante, como veremos luego, el empleo de hormigones de resistencias mayores.

Las estructuras de cimentación son, con frecuencia, elementos tridimensionales, e incluso cuando están constituidas por elementos lineales, suelen ser altamente hiperestáticas. Su cálculo preciso resulta muy complejo y raras veces posible. El ordenador ha venido a suministrar una gran ayuda para bastantes casos pero no debe olvidarse que el conocimiento todavía imperfecto de las características del suelo, de las del material hormigón y de las de las piezas de hormigón armado, hacen ilusorio el pretender una gran precisión en los resultados.

¹ Los temas de este capítulo pueden ser ampliados en el libro "Cálculo de Estructuras de Cimentación", J. CALAVERA, 3ª Edición (63.1). Aquí nos restringimos a los tipos de cimentación de uso más frecuente dentro de las cimentaciones superficiales. Para vigas de cimentación, emparrillados, placas, encepados, pilotes y pozos, véase el libro citado, que además contiene tablas para el proyecto inmediato de zapatas de medianería y aisladas.

Por todo ello, el proyectista de cimientos ha de ser especialmente cuidadoso con los métodos de cálculo que elija y especialmente prudente al aplicarlos. En este sentido no debe olvidarse que las cimentaciones usualmente están ocultas y formadas por piezas generalmente rígidas comparadas con las de la estructura. Por tanto, el fenómeno de la fisuración, que es un excelente síntoma de aviso propio de las estructuras de hormigón, no es observable en los cimientos. Tampoco las deformaciones de un cimiento excesivamente solicitado suelen ser tan importantes como para constituir un síntoma visible. Todo ello acentúa la necesidad de una especial prudencia y cuidado, tanto en la concepción como en los detalles al proyectar y construir cimentaciones.

63.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS

Cuando a nivel de la zona inferior de la estructura o próximo a él, el terreno presenta características adecuadas desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar sobre él, la cimentación se denomina superficial o directa. Las cimentaciones superficiales están constituidas por zapatas, vigas y placas, o por combinaciones de estos elementos.

Si el nivel apto para cimentar está muy por debajo de la zona inferior de la estructura, la excavación necesaria para proceder a una cimentación directa sería muy costosa y se recurre a una cimentación profunda, constituida por pilotes o pozos de cimentación.

63.3 TIPOLOGÍA

Los diferentes tipos de cimentaciones superficiales se indican en las figuras 63-1 (zapatas y vigas) y en la 63-2 (emparrillados y placas). Las soluciones de pilotes se indican en la figura 63-3.

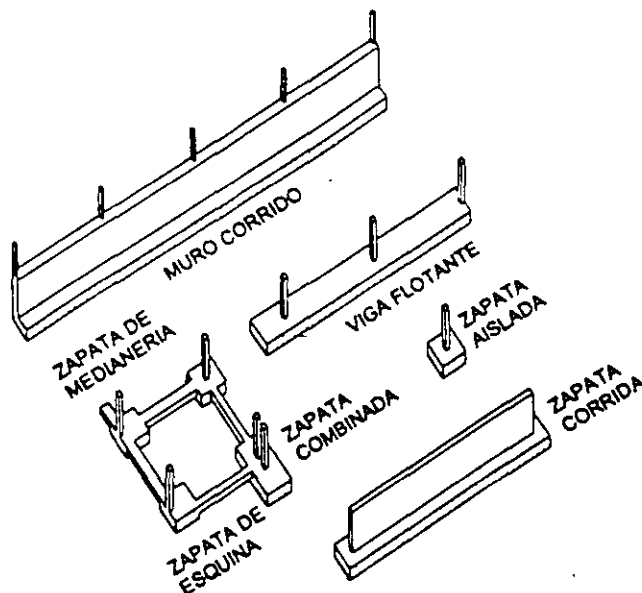


Figura 63-1

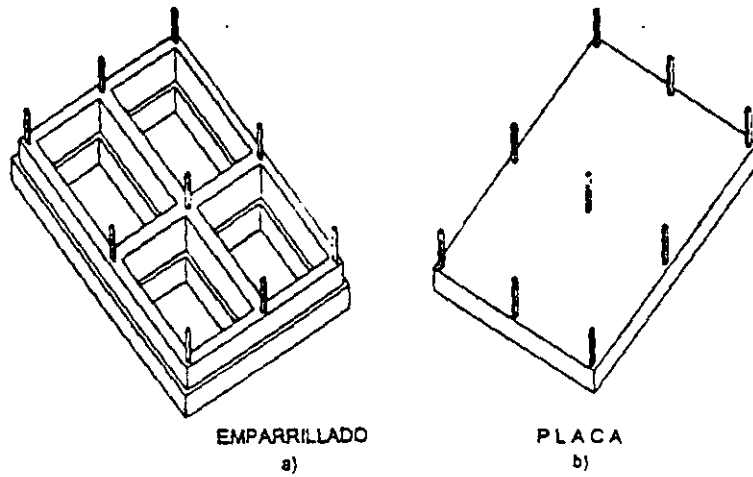


Figura 63-2

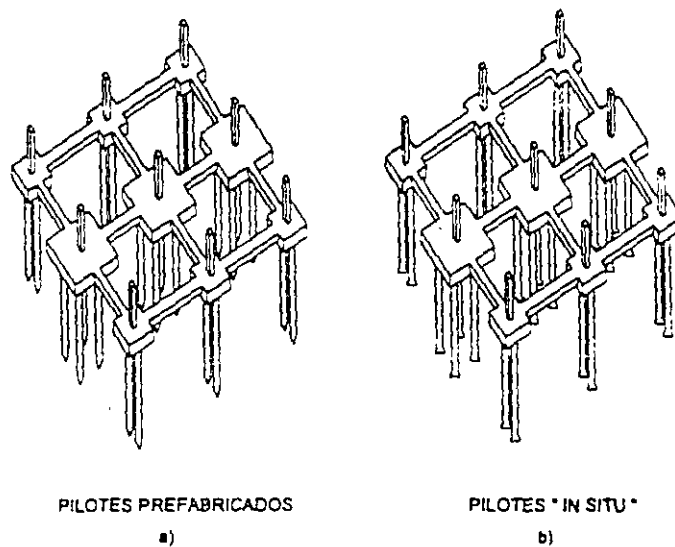


Figura 63-3

63.4 ZAPATAS CORRIDAS

Se entiende por zapata corrida aquélla que recibe una carga lineal (generalmente un muro) y eventualmente un momento flector transmitido por el muro (fig. 63-4).

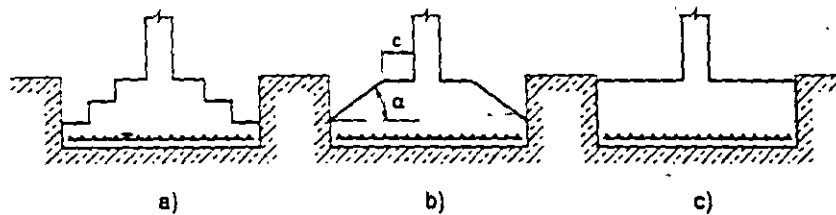


Figura 63-4

Las zapatas escalonadas (fig. 63-4 a)), aunque suponen una economía apreciable de hormigón, no se usan hoy en día debido a que requieren encofrado y hormigonado costosos, que hacen que en conjunto resulten caras. La solución de canto variable (fig. 63-4b)) si $\alpha \leq 30^\circ$ y se emplea un hormigón relativamente seco, puede ser construida sin encofrado, aunque la compactación del hormigón es siempre deficiente en este caso y la vibración imposible, lo cual hace que deba contarse con una resistencia baja del hormigón. Es una solución que sólo suele emplearse en grandes cimientos. En otro caso la solución de canto constante es siempre preferible, técnicamente mejor y económicamente más interesante, pues aunque presente mayor volumen de hormigón, éste se coloca en obra y compacta muy rápida y fácilmente.

En la figura 63-5 se indican posibles formas de agotamiento estructural de la pieza:

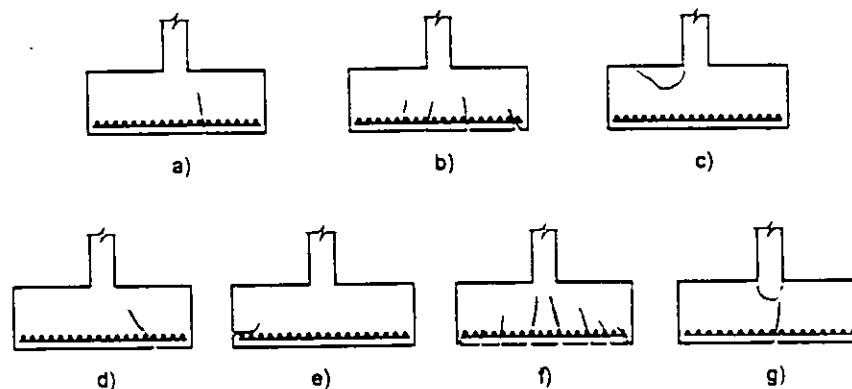


Figura 63-5

- a) Fallo de la pieza por flexión con rotura frágil sin fisuración de aviso. Puede presentarse en piezas con cuantía de armadura inferiores a la mínima establecida.
- b) Fallo a flexión por agotamiento de la armadura. Es un fallo dúctil, precedido de considerable fisuración, pero que en el caso de zapatas no es observable.
- c) Fallo a flexión por agotamiento del hormigón comprimido. Aparece sólo una ligera fisuración en la cara comprimida, paralela a la dirección de la armadura. Sólo se presenta en piezas con muy altas cuantías de acero, en la que éste está infrutilizado, cosa muy poco frecuente en zapatas.
- d) Fallo por cortante. La fisura se produce con inclinación aproximada de 45° .
- e) Fallo por anclaje de la armadura. La fisura se produce en el plano de las armaduras, arrancando de su extremo libre.
- f) Fallo por fisuración excesiva. Este es un estado límite de servicio, que a medio plazo produce la corrosión de las armaduras conduciendo a un fallo final por flexión de uno de los tipos a) ó b). Debe ser considerado con especial cuidado en el cálculo de zapatas, ya que por un lado estas piezas frecuentemente están en ambiente húmedo y a veces agresivo y por otra parte la fisuración no es observable ni puede ser reparada.

- g) Hendimiento por tracciones horizontales excesivas en zapatas muy rígidas. En la referencia (63.1) se demuestra que este tipo de fallo no se presenta en el caso de zapatas, salvo casos excepcionales.

63.5 ZAPATAS RÍGIDAS Y ZAPATAS FLEXIBLES

Se entiende por zapata rígida de hormigón armado, de acuerdo con EHE¹, aquella en que el vuelo v (fig. 63-6) no supera a dos veces el canto total h .

El nombre de rígida viene de que, con tales proporciones, puede considerarse que las presiones de reacción del suelo se reparten uniformemente en todo el ancho a_2 .

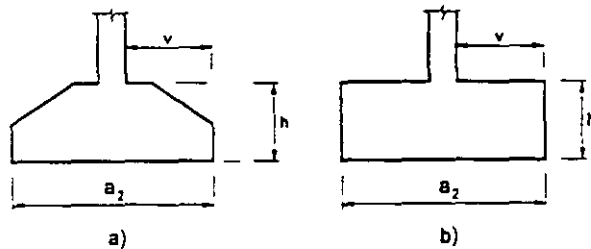


Figura 63-6

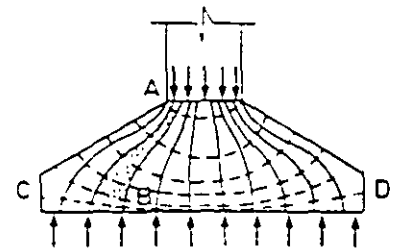


Figura 63-7

Una pieza rígida de este tipo no sigue la ley de Bernoulli referente a la conservación de secciones planas durante la flexión y está constituida por tanto por zonas D . La red de isostáticas se indica en la figura 63-7 y sugiere más un cálculo basado en suponer bielas comprimidas de hormigón, cosidas por un tirante CD .

Sin embargo y tal como se demuestra en el libro citado como referencia (63.1), es posible aplicar a todo tipo de zapatas, tanto rígidas como flexibles, el método que mas adelante se expone en 63.7.

63.6 CÁLCULO DE ZAPATAS CORRIDAS RÍGIDAS POR EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

63.6.1 CASO DE PRESIONES SOBRE EL SUELO LINEALMENTE VARIABLES

La tensión T_d del tirante no es constante de lado a lado y es necesario completar la celosía con bielas adicionales². Una posible solución es la indicada en la figura 63-8 a) x_1 , debe ser la abscisa del c.d.g. del bloque de tensiones $ABC'C$ y

$$R_{1d} = \frac{N_d}{2} - 2 \frac{M_d}{a} = N_{1d}$$

1 Un documento reciente es el Eurocódigo de Estructuras de Cimentación (1998) (63.2).

2 Utilizo una Nota Interna de INTEMAC de E. González Valle.

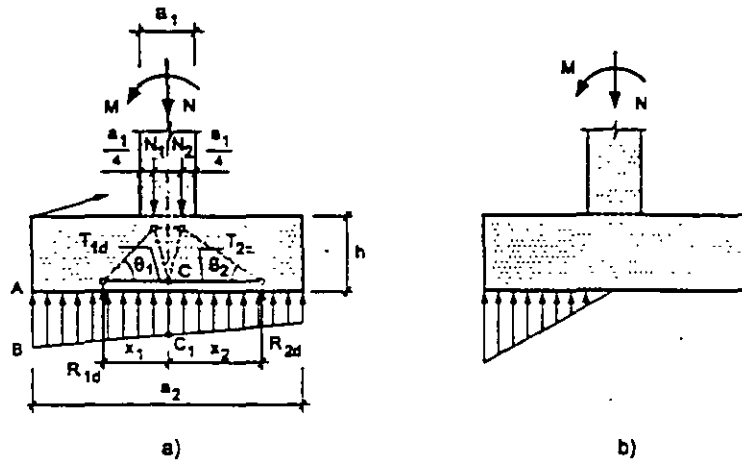


Figura 63-8

En cualquier caso

$$-x_1 R_{1d} + x_2 R_{2d} = M_d \quad [63.1]$$

y suponiendo armadura constante de lado a lado de la zapata

$$T_{2d} = A_s f_{yd} = \frac{\left(\frac{N_d}{2} + 2 \frac{M_d}{a} \right)}{0,85d} (x_1 - 0,25a) \quad [63.2]$$

Si el momento M_d es importante (Fig. 63-8 b)) la situación es la de una ménsula. (Véase ejemplo 33.1).

63.6.2 CASO DE PRESIONES UNIFORMES SOBRE EL SUELO

a) Método general

Corresponde al caso indicado en la figura 63-9.

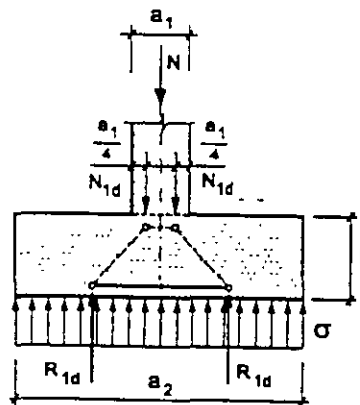


Figura 63-9

En este caso $N_{1d} = \frac{N_d}{2}$, $R_{1d} = \frac{a_2}{2} \cdot \sigma = \frac{a_2}{2} \cdot \frac{N_d}{a_2} = \frac{N_d}{2}$, $x_1 = x_2 = \frac{a_2}{4}$ y de

acuerdo con [63.2]

$$T_d = \frac{N_d / 2 \left(\frac{a_2}{4} - \frac{a_1}{4} \right)}{0,85d}$$

$$T_d = A_s f_{yd} = \frac{N_d / 8}{0,85d} (a_2 - a_1) \quad [63.3]$$

Con $f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$.

Si la carga del muro de ancho a , sobre la zapata es admisible de acuerdo con lo visto en el Capítulo 60, la compresión en las bielas resulta siempre admisible. En otro caso, las comprobaciones deben realizarse de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 33¹.

El anclaje debe verificarse de acuerdo con lo que más adelante se indica.

b) Método de bielas continuas

De acuerdo con lo expuesto en 63.6.1. (Fig. 63-7) puede realizarse un estudio diferencial del conjunto de bielas-tirante.

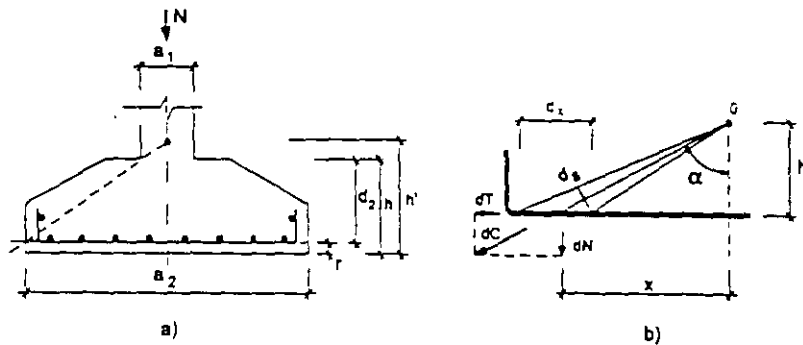


Figura 63-10

$$dN = \frac{N}{a_2} dx \quad [63.4]$$

$$\frac{dT}{dN} = \frac{x}{h} \quad [63.5]$$

¹ Debe prestarse atención al caso en que el muro sea de un hormigón de resistencia muy superior a la del cemento.

y por tanto:

$$dT = \frac{Nx}{a_2 h} dx \quad [63.6]$$

y

$$T = \int_x^{a_2/2} \frac{Nx}{a_2 h} dx = \frac{N}{a_2 h} \left[\frac{a_2^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right] \quad [63.7]$$

y teniendo en cuenta que:

$$\frac{\frac{a_2}{2}}{h} = \frac{\frac{a_2 - a_1}{2}}{d} \rightarrow h = \frac{a_2 d}{a_2 - a_1} \quad [63.8]$$

y sustituyendo [63.7]

$$T = \frac{N(a_2 - a_1)}{da_2^2} \left[\frac{a_2^2 - 4x^2}{8} \right] \quad [63.9]$$

Siendo T la tracción en la armadura por unidad de ancho de cimiento.

El máximo de [63.9] se produce para $x = 0$.

$$T_{\max} = T_o = \frac{N(a_2 - a_1)}{8d} \quad [63.10]$$

Es interesante comparar [63.9] con la ley de tracciones resultante de suponer la pieza como flexible. El momento flector resulta en este caso

$$M = \frac{N}{a_2} \cdot \frac{(a_2 - 2x)^2}{8} \quad [63.11]$$

Como en zapatas, las cuantías suelen ser bajas, puede aceptarse $z = 0,9d$, con lo que la tracción en la armadura resulta:

$$T = \frac{N}{0,9d a_2} \cdot \frac{(a_2 - 2x)^2}{8} \quad [63.12]$$

Con el método de los momentos el valor de T a $0,15 a_1$ de la cara del muro vale¹

$$T_{0,35a_1} = \frac{N}{0,9d a_2} \cdot \frac{(a_2 - 0,7a_1)^2}{8} \quad [63.13]$$

¹ T es el valor característico, o de servicio, puesto que lo es N . La comprobación a $0,15 a_1$ de la cara del muro es la especificada por EHE como veremos más adelante.

y comparando con T_o , según [63.10] se tiene

$$\frac{T_{0,35a_1}}{T_o} = 1,11 \frac{\left(1 - 0,7 \frac{a_1}{a_2}\right)^2}{\left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)} \quad [63.14]$$

cuya variación se representa en la figura 63-6.

Como se ve. el método de cálculo de la zapata flexible conduce a armaduras ligeramente mayores que el de la zapata rígida o muy ligeramente menores y esto sólo si $\frac{a_1}{a_2} > 0.3$.

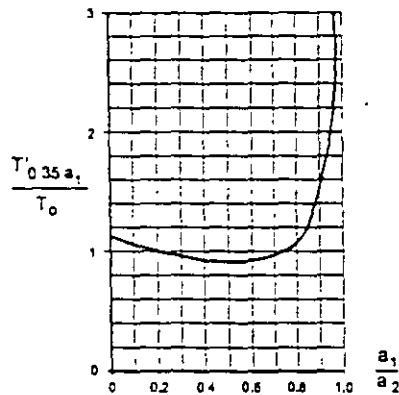


Figura 63-11

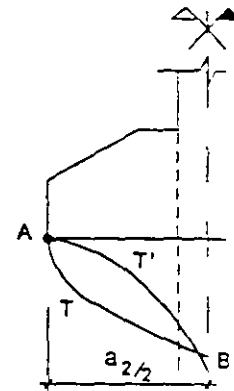


Figura 63-12

Es fácil ver que [63.9] corresponde a una parábola con vértice en B (fig. 63-12) y eje el del muro, mientras que [63.12] corresponde a una parábola también de eje vertical pero con vértice en A, extremo de la zapata, lo cual nos anuncia ya que mientras con el funcionamiento como pieza flexible las tensiones de adherencia decrecen hasta anularse en la punta cuando el funcionamiento obedece al sistema de bielas, dichas tensiones crecen hacia la punta de la armadura, lo cual exigirá un sistema de anclaje a partir de dicha punta (patilla, gancho, etc.) o bien un anclaje mecánico (barra transversal soldada, por ejemplo).

c) **Compresión en las bielas.** Volviendo a la figura 63-7

$$dC = \frac{dN}{\cos \alpha}$$

y la compresión en la biela de hormigón resulta:

$$\sigma_c = \frac{dC}{ds} = \frac{dC}{dx \cos \alpha}$$

o bien:

$$\sigma_c = \frac{dN}{dx \cos^2 \alpha}$$

y teniendo en cuenta [63.1]

$$\sigma_c = \frac{N}{a_2 \cos^2 \alpha}$$

y como $\cos^2 \alpha = \frac{h^2}{h^2 + x^2}$ resulta:

$$\sigma_c = \frac{N}{a_2} \left[1 + \left(\frac{x}{h} \right)^2 \right] \quad [63.15]$$

El máximo de σ_c se produce para $x = \frac{a_2}{2}$ y vale:

$$\sigma_{c,max} = \frac{N}{a_2} \left[1 + \left(\frac{a_2}{2h} \right)^2 \right] \quad [63.16]$$

y teniendo en cuenta [63.8]

$$\sigma_{c,max} = \frac{N}{a_2} \left[1 + \left(\frac{a_2 - a_1}{2d} \right)^2 \right] \quad [63.17]$$

Al ser la zapata rígida se tiene aproximadamente:

$$d \geq \frac{a_2 - a_1}{4}$$

o sea:

$$\frac{a_2 - a_1}{2d} \leq 2$$

luego:

$$\sigma_{c,max} \leq 5 \frac{N}{a_2}$$

Como $\frac{N}{a^2}$ es la presión sobre el suelo, $5 \frac{N}{a_2}$ es siempre de poca importancia sea cualquiera el hormigón que se emplee.

d) Caso especial de zapatas rígidas sobre roca

De acuerdo con el Eurocódigo 2, Parte 3 "Proyecto de Estructuras de Hormigón" cuando la presión sobre el suelo supera los 5 N/mm², debe distribuirse una armadura horizontal

$$A_{st} f_{yd} = \frac{N_d}{4} \cdot \frac{h + a_1}{h} \quad [63.18]$$

donde los valores se definen en la figura 63-13.

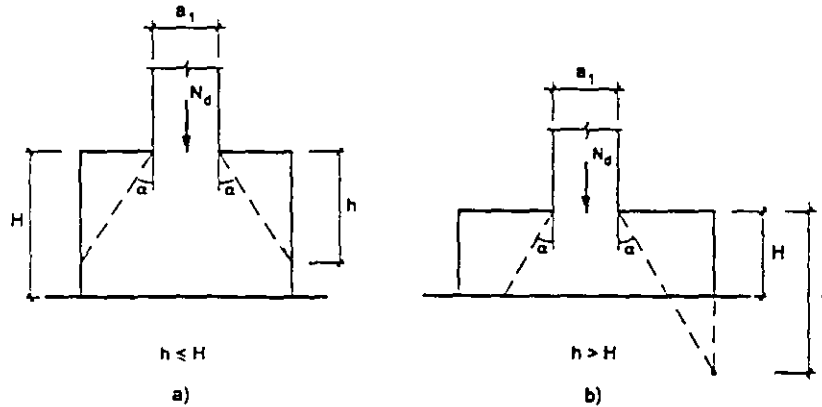


Figura 63-13

Esta armadura debe distribuirse en el canto de la zapata sin rebasar la profundidad h a partir de la cara superior. Como valor de α debe tomarse

$$\text{arc tg } \frac{1}{2} = 26,6^\circ$$

63.7 MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO PARA ZAPATAS CORRIDAS, TANTO RÍGIDAS COMO FLEXIBLES

Puede adoptarse el método general unificado que se expone a continuación ¹.

Sea N el esfuerzo axial actuante sobre la zapata por unidad de ancho. La presión por unidad de superficie de contacto vale, por tanto (fig. 63-14).

$$\sigma_t = \frac{N}{a_2} \quad [63.19]$$

a) Cálculo a flexión

El cálculo se realiza respecto a una sección de referencia AA', retrasada respecto a la cara del muro una distancia e , siendo:

$e = 0,15 a_1$ si el muro es de hormigón

$e = 0,25 a_1$ si el muro es de mampostería o ladrillo

$e =$ la mitad del vuelo de la placa de base respecto a la cara del pilar, cuando se trata de pilares metálicos

¹ Como es habitual, en lo que sigue se ha supuesto un reparto uniforme de presiones bajo la zapata, con independencia de que ésta sea rígida o flexible. El tema se analiza con más detalle en (63.1).

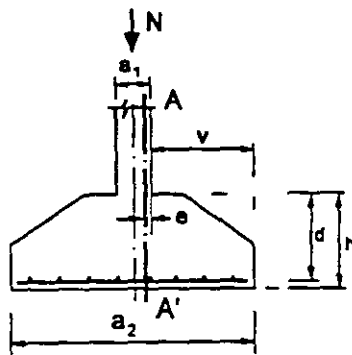


Figura 63-14

El momento flector se calcula aplicando la tensión [63.19] a la zona de zapata situada hacia afuera de la sección de referencia AA' y vale, por tanto:

$$M_d = \frac{N_d}{2a_2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + e \right)^2 \quad [63.20]$$

siendo M_d el momento flector de cálculo por unidad de ancho de zapata. Este momento se considera aplicado a una sección de ancho unidad y canto el de la zapata en cara de muro, pero no más de $1,5 v$, siendo v el vuelo. La razón de esta limitación es que para cantos mayores la zona superior no resulta ya colaborante por la excesiva inclinación de las bielas, que resultan ineficaces.

En caso necesario (zapatas escalonadas), la comprobación a flexión debe repetirse en otras secciones, si éstas pueden estar en peores condiciones.

El dimensionamiento a flexión puede realizarse mediante los ábacos GT-82 y GT-83.

La armadura transversal, es decir la paralela al muro, debe cubrir con su canto d' un momento igual al 20% del que cubre la longitudinal y va dispuesta encima de ella con el fin de no perder canto útil en la longitudinal.

b) Comprobación de las condiciones de fisuración

En general, las zapatas deben considerarse en ambiente húmedo, ya que es usual la circulación del agua en el terreno y, por tanto, las posibilidades de corrosión son importantes. Para el caso, poco frecuente, en que pueda garantizarse la ausencia de agua a cota de cimentación, se estaría en ambiente protegido.

Estrictamente de acuerdo con EHE pueden emplearse para la armadura recubrimientos reducidos. Debe llamarse la atención sobre el hecho de que, a igualdad de diámetro, la reducción del recubrimiento mejora las condiciones de fisuración, desde el punto de vista de la fisuración producida por el alargamiento de la armadura. En cambio, aumenta de forma importante el riesgo de corrosión directa de la armadura por escasez de protección del hormigón. En este sentido, la experiencia disponible es buena con recubrimientos importantes y no debe, en cimientos, emplearse recubrimientos inferiores a 25 mm. Como las fórmulas de fisuración se basan en ensayos sobre vigas y tirantes, su aplicabilidad a losas y placas es discutible.

c) Comprobación de las condiciones de anclaje

c-1) Zapatas con $v \leq h$

Si v es menor o igual que h , el anclaje se contará a partir del punto A final de la parte recta de la barra (fig. 63-15)¹. De acuerdo con EHE, en sentido estricto basta doblar con el radio correspondiente y llevar a partir de ese punto una longitud tal que se tenga $\frac{1}{3} l_b$, 10ϕ ó 150 mm, lo que sea

mayor, siendo l_b la longitud básica de anclaje correspondiente a posición I. La prescripción es razonable, aunque probablemente prudente. Por supuesto puede reemplazarse por barras rectas con transversales soldados de acuerdo con lo que se expone en c-2).

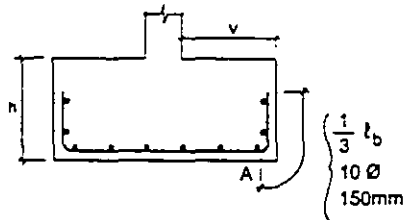


Figura 63.15

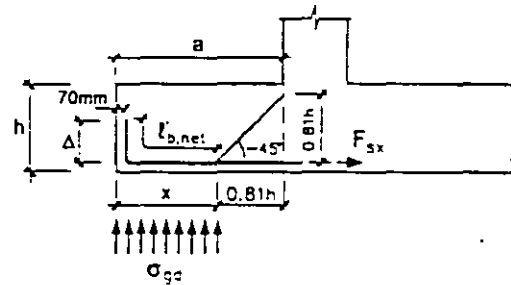


Figura 63.16

c-2) Zapatas con $v \geq h$

Como simplificación, en lo que sigue tomamos momentos a cara de muro (o pilar) en lugar de considerar los retranqueos expuestos en a). Suponemos que la zapata se hormigona contra el terreno, por lo que adoptamos un recubrimiento lateral de 70 mm (fig. 63-16). Como es usual la armadura se supone constante en todo el ancho.

$$F_{sx} \cdot 0,81h = x \cdot \sigma_d \left(a - \frac{x}{c} \right) \quad x = a - 0,81h \cot g \theta$$

(F_{sx} es la fuerza producida en la armadura en el punto de abscisa x)

$$F_{sx} \cdot 0,81h = x \sigma_d \left(a - \frac{a - 0,81h \cot g \theta}{2} \right)$$

y sustituyendo el valor de x

$$F_{sx} \cdot 0,81h = \frac{\sigma_d}{2} (a^2 - 0,66h^2 \cot^2 g \theta)$$

¹ Para zapatas rígidas, el funcionamiento como bielas conduce a grandes esfuerzos en los anclajes, como vimos anteriormente.

$$F_{sx} = \frac{\sigma_{id}(a^2 - 0,66h^2 \cot g^2 \theta)}{1,62h} \quad [63.21]$$

$$\text{Además } A_s f_{yd} \cdot 0,81h = \sigma_{id} \cdot \frac{a^2}{2} \quad A_s f_{yd} = \frac{\sigma_{id} a^2}{1,62h} \quad [63.22]$$

$$\ell_{b,net} = \frac{F_{sx}}{A_s f_{yd}} \cdot \ell_b = \frac{(a^2 - 0,66h^2 \cot g^2 \theta)}{a^2} \cdot \ell_b \quad [63.23]$$

$$\ell_{b,net} = \left(1 - 0,66 \left(\frac{h}{a} \right)^2 \cot g^2 \theta \right) \ell_b \quad [63.24]$$

($\ell_{b,net}$ corresponde a posición de adherencia I) (Ver Capítulo 43).

Tomando $\theta = 45^\circ$.

$$\ell_{b,net} = \left[1 - 0,66 \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right] \cdot \ell_b \quad [63.25]$$

Como $x = a - 0,81h$, se tiene

$$\text{-Si } \ell_{b,net} \leq x - 70 = a - 0,81h - 70 \rightarrow \text{ANCLAJE RECTO} \quad [63.26]$$

-Si no se cumple la condición anterior, pero

$$0,7\ell_{b,net} \leq x - 70 = a - 0,81h - 70 \rightarrow \text{ANCLAJE CON PATILLA} \quad [63.27]$$

-Si $0,7\ell_{b,net} > x - 70 = a - 0,81h - 70 \rightarrow \text{PROLONGACIÓN } \Delta$ (Fig. 63-17).

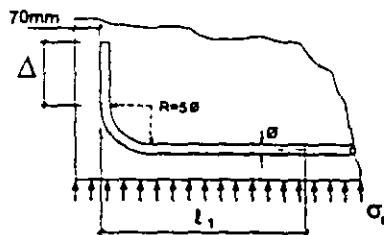


Figura 63-17

Como la longitud Δ está en posición I

$$\ell_{b,net} = \frac{l_1}{0,7} + \Delta$$

de donde

$$\Delta = 0,7\ell_{b,net} - \ell_j \quad [63.28]$$

Por supuesto, siempre puede recurrirse a las reducciones de $\ell_{b,net}$ expuestas en 44.14.1.c) para aplicar las fórmulas [63.26], [63.27] y [63.28] y en particular para las dos últimas puede reducirse el anclaje a simple prolongación recta mediante las barras transversales soldadas, de acuerdo con lo expuesto en 44.15.1.

En este último caso, el número de transversales a soldar, de [63.24] se deduce

$$\text{-Si } 1 - 0,66\left(\frac{h}{a}\right)^2 \leq 0,5 \quad \text{Una transversal soldada}$$

-En otro caso, Dos transversales soldadas

d) *Cálculo a flexión.* Se reduce al de una losa.

e) *Cálculo a esfuerzo cortante*

Se toma como sección de referencia la situada (fig. 63-18) a una distancia d de la cara del muro y como canto útil de la sección el canto d_1 en esa sección. En este caso la pieza funciona esencialmente como una viga ancha.

Valor de cálculo de esfuerzo cortante:

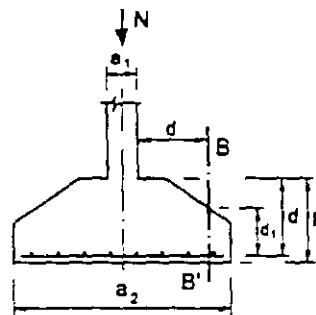


Figura 63-18

$$V_d = \frac{N_d}{a_2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [63.29]$$

Comprobación del esfuerzo cortante: El valor de cálculo del esfuerzo cortante V_d ha de ser inferior al esfuerzo cortante de agotamiento V_{cu} , que se determina de acuerdo con lo visto en 39.2.6 a) para losas (fórmula [39.95]). Recuérdese que para aplicar [39.95] es preciso haber dimensionado la armadura de flexión. Una alternativa interesante es el método del ACI expuesto en 39.2.6 c). Véase la diferencia, para cuantías bajas, en la figura 39-37.

63.8 CASO DE ZAPATAS CORRIDAS SOMETIDAS A CARGA VERTICAL Y MOMENTO FLECTOR

Si además del esfuerzo axial N actúa un momento flector M por unidad de ancho de cimiento, la distribución de tensiones sobre el suelo ya no es uniforme, sino que sigue una ley linealmente variable (fig. 63-18):

$$\sigma_t = \frac{N}{a_2} \pm \frac{6M}{a_2^2} \quad [63.30]$$

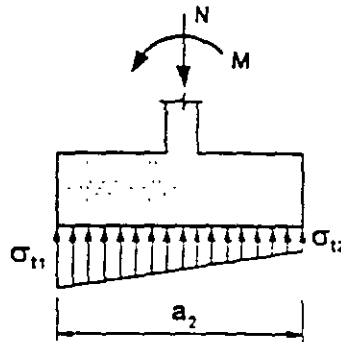


Figura 63-19

resultante de aplicar la ley de NAVIER a la sección de contacto, que se supone comprimida.

$$\sigma_{t1} = \frac{N}{a_2} + \frac{6M}{a_2^2} \quad [63.31]$$

$$\sigma_{t2} = \frac{N}{a_2} - \frac{6M}{a_2^2} \quad [63.32]$$

La hipótesis de que toda la sección esté comprimida conduce a:

$$\sigma_{t2} = \frac{N}{a_2} - \frac{6M}{a_2^2} \geq 0$$

y llamando e a la excentricidad $\left(e = \frac{M}{N} \right)$ se tiene:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{a_2}{6} \quad [63.33]$$

Si no se cumple [63.33], las fórmulas [63.30] a [63.32] no son válidas, y la respuesta del terreno pasa de trapecial a triangular (fig. 63-20 a)).

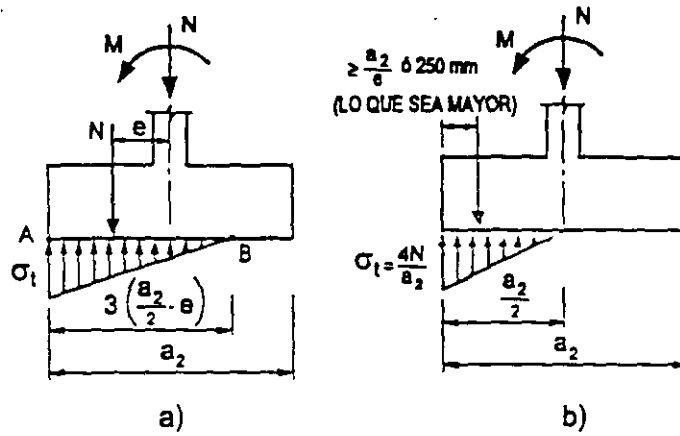


Figura 63-20

El conjunto (N, M) es equivalente a la fuerza N con excentricidad $e = \frac{M}{N}$. El equilibrio exige que $AB = 3 \cdot \left(\frac{a_2}{2} - e \right)$, y de ello:

$$\sigma_t = \frac{2N}{3 \left(\frac{a_2}{2} - e \right)} \quad [63.34]$$

Para el dimensionamiento de la zapata todo lo dicho anteriormente sigue siendo válido con los lógicos cambios en las fórmulas para calcular momentos flectores y esfuerzos cortantes.

Debe prestarse atención al caso de zapatas en el que sobre alguna zona de la cara superior actúe un peso (rellenos, soleras, etc.) superior a la reacción del terreno sobre esa zona, pues al presentar momentos de signo inverso a los analizados, necesitarían armadura en cara superior o verificar que las tracciones pueden resistirse con el hormigón. En general las zapatas sometidas a momentos deben ser diseñadas para que las tensiones del terreno sobre ellas sean de compresión o nulas. En otro caso deben verificarse muy cuidadosamente los valores realmente posibles de las combinaciones de acciones.

Una condición recomendable es la indicada en la figura 63-20 b), de que la resultante diste como mínimo $\frac{a_2}{6}$ del borde ó 250 mm (lo que sea mayor). La razón es que con excentricidades mayores, cualquier dispersión en las acciones, en el replanteo o en las desviaciones de construcción puede conducir a que la tensión, siempre igual o mayor que $\frac{4N}{a_2}$, se incremente fuertemente.

63.9 ZAPATAS AISLADAS

Se entiende por zapata aislada aquélla sobre la que carga un sólo pilar. Como excepción, se considera también como zapata aislada aquélla sobre la que cargan dos pilares contiguos separados por una junta de dilatación, tipo "diapasón" (fig. 63-21). A todos los efectos de cálculo, en lo que sigue, ambos pilares que consideran como un soporte único con perímetro el circunscrito.

El funcionamiento de una zapata de este tipo es complejo y el cálculo se realiza mediante métodos simplificados. Lo dicho anteriormente sobre las zapatas rígidas y flexibles es válido también aquí y el método que se expone a continuación es de nuevo general, tanto para zapatas rígidas como flexibles, con las distinciones específicas que se hacen en cada caso.

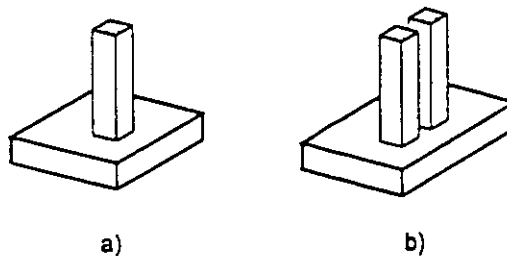


Figura 63-21

A las formas de rotura vistas en 63.4 debe añadirse ahora la ruptura por rozamiento, según un tronco de pirámide, tal como se indica en la figura 63-22.

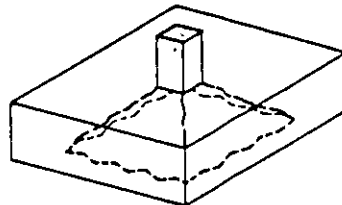


Figura 63-22

3.10 MÉTODO GENERAL DE CÁLCULO PARA ZAPATAS SOMETIDAS A CARGA CENTRADA

Llamamos N al esfuerzo actuante sobre la zapata¹ (fig. 63-22). La presión transmitida vale, por tanto:

$$\sigma_r = \frac{N}{a_2 b_2} \quad [63.35]$$

y se considera uniformemente repartida.

¹ Excluido por tanto el peso de ésta y el posible relleno sobre ella.

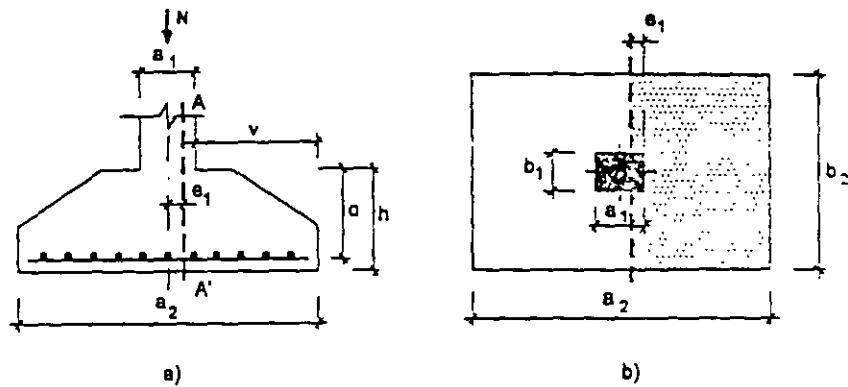


Figura 63-23

a) Cálculo a flexión

El cálculo se realiza en cada dirección principal, respecto a una sección de referencia AA' retrasada respecto a la cara del pilar una distancia e_1 , siendo $e_1 = 0,15 a_1$.

Si el pilar no es rectangular sino que tiene forma de polígono regular o forma circular, se sustituye a estos efectos por uno cuadrado de la misma área.

El momento flector, en la dirección de a_2 , se calcula aplicando la tensión [63.35] a la zona de la zapata situada hacia afuera de la sección de referencia AA' y vale, por tanto:

$$M_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_d}{a_2} \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + e_1 \right)^2 \quad [63.36]$$

El momento actúa sobre una sección de ancho b_2 y canto el de la zapata en cara del pilar, pero no más de $1,5v$, siendo v el vuelo desde la sección considerada.

En caso necesario (zapatas escalonadas), el cálculo debe repetirse en otras secciones, si éstas pueden estar en peores condiciones.

El cálculo debe ser repetido de forma análoga en dirección ortogonal. Préstese atención a que, debido al cruce de armaduras, el canto d no es el mismo en ambos sentidos. Debe colocarse encima la armadura paralela a la dimensión menor, si es que la zapata no es cuadrada.

En todo caso, si la zapata es cuadrada, la armadura debe distribuirse uniformemente en todo el ancho $a_2 = b_2$.

Si la zapata es rectangular (fig. 63-24), la armadura paralela al lado mayor se distribuye uniformemente en el ancho b_2 . Una fracción de la armadura total A_s , paralela al lado menor igual a:

$$\frac{2 A_s b_2}{a_2 + b_2} \quad [63.37]$$

se distribuye en un ancho b_2 , centrado con el soporte, pero este ancho no se tomará inferior a

$$a_1 + 2 h.$$

El resto de la armadura se distribuye uniformemente en el ancho restante.

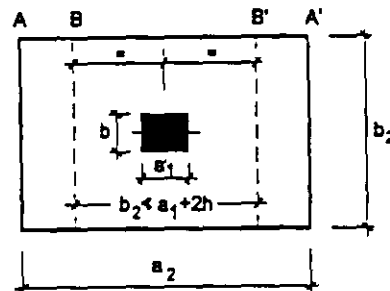


Figura 63-24

En cualquier caso, la armadura en una dirección debe absorber p.m. de ancho un momento no inferior al 20% del que absorbe p.m. de ancho la armadura en dirección ortogonal.

b) *Comprobación de las condiciones de fisuración*

Rige lo dicho en 63.7 b). Existe aquí un factor adicional de seguridad, y es el cosido que cada familia de armaduras ejerce sobre la otra.

c) *Comprobación de las condiciones de anclaje*

De acuerdo con lo que vimos para zapatas corridas en 63.7 c), el fenómeno para zapatas aisladas rígidas ($v \leq 2 h$) es análogo en cuanto al funcionamiento como conjunto de bielas y tirantes.

En cada dirección, el anclaje se realiza por tanto de acuerdo con lo visto en los apartados 63.7 c-1) ó 63.7 c-2), según corresponda.

d) *Cálculo a esfuerzo cortante y punzonamiento*

d-1) *Método de EHE*

- **Esfuerzo cortante**

Consideraremos primeramente el método adoptado por EHE. Posteriormente presentaremos un método alternativo unificado para todo tipo de zapatas, adaptado de la Norma Norteamericana ACI 318-95.

1 EHE toma este reparto de ACI-318, que a su vez lo adoptó a la vista de los resultados de ensayos de zapatas reales.

La sección de referencia es la situada a un canto útil d de la cara del pilar.

El esfuerzo cortante de cálculo resulta, para presión uniforme σ , y en la dirección a_2

$$V_d = \sigma_{id} b_2 \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [63.38]$$

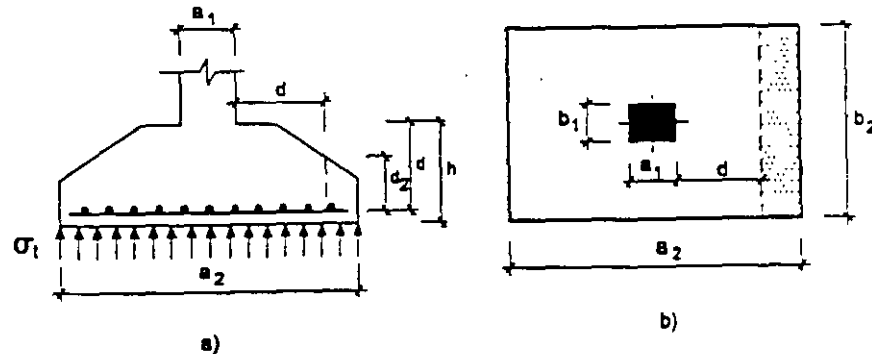


Figura 63-25

siendo d el canto útil en cara del pilar. (Análogamente se plantea el cálculo para la dirección b_2). El esfuerzo cortante de agotamiento V_{cu} es el proporcionado por 39.2.6 a) (Cortante en losa).

Debe cumplirse

$$V_d \leq V_{cu} \quad [63.39]$$

La comprobación debe repetirse de forma análoga en caso de que existan secciones más alejadas del pilar que estén en peores condiciones, como puede ocurrir en algunos tipos de zapatas escalonadas.

La comprobación debe realizarse también en la otra dirección principal, salvo que resulte evidente que no es necesaria.

Si [63.39] no se cumple, puede disponerse armadura transversal en cada dirección, de acuerdo con la teoría general de esfuerzo cortante en piezas lineales. Es siempre una solución antieconómica y, casi seguro, ilógica. Siempre es preferible aumentar el canto, si es posible.

- Comprobación a punzonamiento

Se comprueba la resistencia a punzonamiento, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 43. De acuerdo con EHE la superficie de punzonamiento, es equivalente a la de una superficie S_p de referencia, prismática, de directriz paralela al eje del pilar y cuyo contorno en planta está formado por rectas y arcos de circunferencia de acuerdo con lo que se indica en la figura 63-26.

La superficie S_p es el producto del perímetro crítico por el canto ¹. Debe prestarse atención a que el Eurocódigo 2, Parte 3 "Estructuras de hormigón para cimientos" reduce para zapatas la distancia $2d$ a d , modificando a la parte general del Eurocódigo 2, que establece la sección crítica a $1,5d$.

El valor del esfuerzo de cálculo, siendo σ_d la tensión de cálculo sobre el terreno, vale

$$V_{pd} = \sigma_{id} [a_2 b_2 - A_p] \quad [63.40]$$

donde A_p es el área encerrada por el perímetro crítico y σ_{id} la tensión sobre el terreno debida a los valores de cálculo de las acciones.

En la fórmula [63.40] puede tomarse como d la semisuma de los cantos útiles en ambas direcciones.

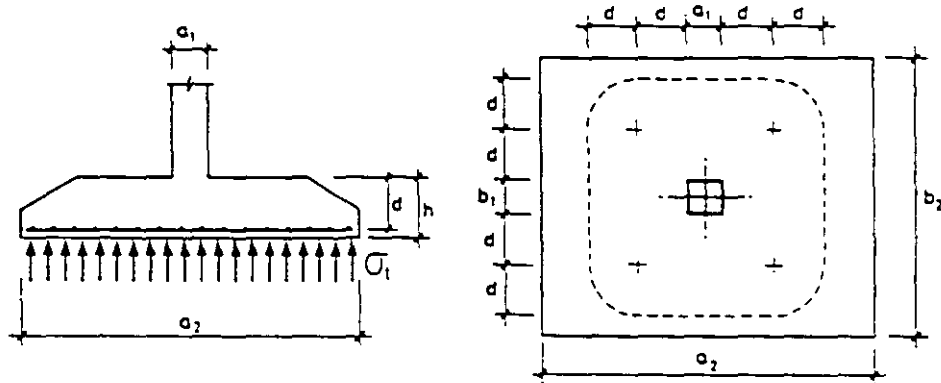


Figura 63-26

Debe cumplirse

$$V_{pd} \leq V_{pu} \quad [63.41]$$

Es evidente que la superficie de perímetro pudiera (fig. 63-27) no ser $ABCD$, sino el conjunto de dos roturas diagonales planas $A'B'$ y $C'D'$. Sin embargo, en ese caso, no existe acción biaxial ni propiamente punzonamiento, sino que se trata de roturas por cortante, ya comprobadas en d-1). Puede ocurrir incluso que el perímetro $ABCD$ sea en parte exterior a la zapata, en cuyo caso significa que la comprobación a punzonamiento no es necesaria.

¹ Obsérvese que a lo largo del contorno de S_p , el canto puede ser variable.

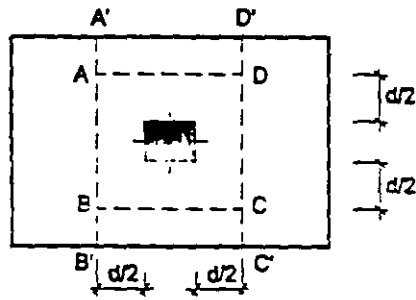


Figura 63-27

Si [63.41] no se cumple, podría disponerse armadura de punzonamiento por cualquiera de los procedimientos expuestos en el Capítulo 43.

Insistimos en el carácter antieconómico y probablemente ilógico (salvo casos muy especiales), de necesitar armadura para absorber el esfuerzo de punzonamiento. Un aumento de canto es siempre preferible.

d-2) Método del ACI 318-95

El método que se expone a continuación está adaptado de la Norma Norteamericana ACI 318-95 (63.4). El método unifica las zapatas rígidas y flexibles y lleva muchos años en uso satisfactorio.

- Comprobación a corte

Toda zapata, en cada una de las dos direcciones principales, es objeto de comprobación a corte (salvo que alguna de las dos comprobaciones resulte obviamente superflua) en una sección distante d de la cara del pilar.

Tomando por ejemplo la dirección de a_2 (fig. 63-28).

$$V_d = \sigma_{td} b_2 \left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d \right) \quad [63.42]$$

fórmula idéntica, como se ve, a la [63.39].

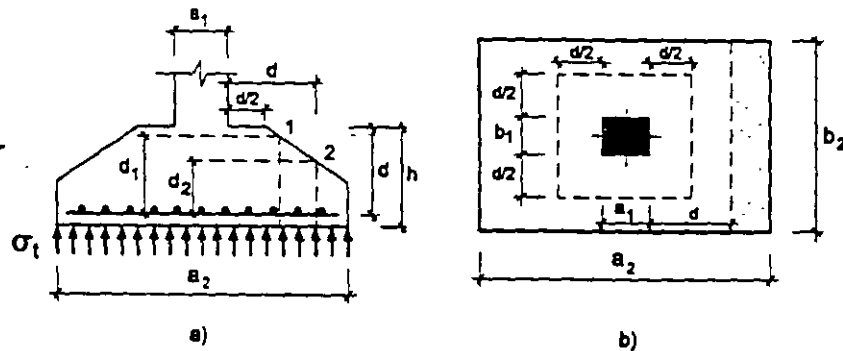


Figura 63-28

El valor de V_{cu} viene dado por 39.6.2 a) (Fórmula [39.97]).

Debe cumplirse, naturalmente,

$$V_d \leq V_{cu} \quad [63.43]$$

donde $V_{cu} = 0,16\sqrt{f_{cd}}b_o \cdot d$

El valor de V_{cu} de [39.97] puede incrementarse, para zapatas armadas, de acuerdo con la fórmula experimental [39.98]

$$V_{cu} = \left[0,15\sqrt{f_{cd}} + 13,5p \frac{V_d d}{M_d} \right] b_o \cdot d \leq 0,28\sqrt{f_{cd}}b_o \cdot d \quad [63.44]$$

donde las unidades han de ser N , mm y MPa .

M_d = Momento flector de cálculo en la misma sección en la que se calcula V_d y concomitante con él.

$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$ cuantía geométrica de la armadura, referida a la sección de cálculo a cortante.

El término $\frac{V_d d}{M_d}$ en [63.44] no se tomará superior a la unidad.

El cálculo se realiza análogamente en la otra dirección.

- Comprobación a punzonamiento

Se realiza tomando el valor de cálculo del esfuerzo de punzonamiento.

$$V_{pd} = \sigma_{id} [a_2 b_2 - (a_1 + d)(b_1 + d)] \quad [63.45]$$

Con este método, el valor de agotamiento viene dado por el menor de los valores siguientes:

$$V_{pu} = 0,09 \left(2 + \frac{4}{\lambda} \right) \sqrt{f_{cd}} b_o d \quad [63.46]$$

$$V_{pu} = 0,09 \left(\frac{\alpha_s d}{\bar{p}} + 2 \right) \sqrt{f_{cd}} b_o d \quad [63.47]$$

$$V_{pu} = 0,35\sqrt{f_{cd}} b_o d \quad [63.48]$$

donde λ es la relación del lado mayor al menor de la sección del pilar y p el perímetro crítico a punzonamiento, y α_s es un coeficiente que vale 40 para pilares interiores, 30 para pilares de bordé y 20 para pilares de esquina.

Obsérvese que en [63.47], en el caso de pilares alargados, reduce el valor f_{cv} de punzonamiento hasta igualarlo al de corte.

En [34.3] se generaliza el valor de λ para pilares de sección cualquiera.

Puede aumentarse la resistencia mediante la adición de armadura transversal.

63.11 ZAPATAS AISLADAS SOMETIDAS A MOMENTOS FLECTORES

El caso más general (fig. 63-29) es de esfuerzo axial N y momentos M_x, M_y en las dos direcciones principales de la zapata. El caso de pilar no centrado sobre la zapata con excentricidades e_x, e_y respecto a los ejes x, y de la figura se reduce al anterior con $N = N, M_x = N e_x, M_y = N e_y$.

Si todas las presiones sobre el suelo son de compresión o nulas, la distribución sigue la ley de NAVIER.

$$\sigma_i = \frac{N}{a_2 b_2} \pm \frac{6 M_x}{b_2 a_2^2} \pm \frac{6 M_y}{a_2 b_2^2} \quad [63.49]$$

Las cuatro combinaciones de signos posibles nos dan las presiones en los cuatro vértices.

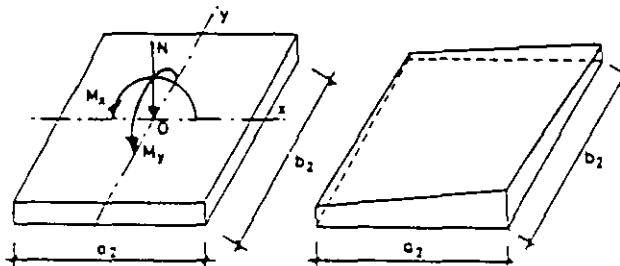


Figura 63-29

Si alguna de las cuatro presenta valor negativo, la fórmula [63.49] no es válida y la zona de respuesta del suelo y los valores de las tensiones deben deducirse mediante la expresión general de las condiciones de equilibrio entre las acciones sobre la zapata y las reacciones del suelo.

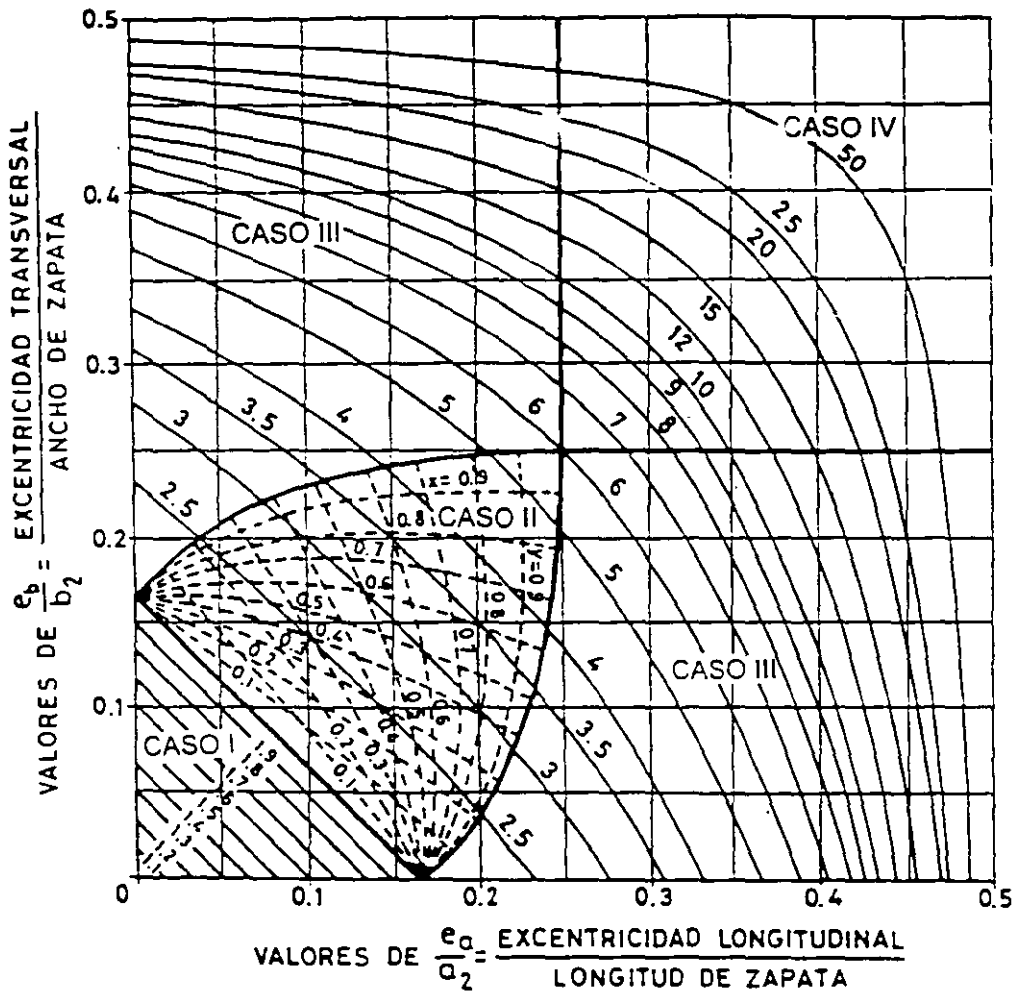
Si uno de los momentos es nulo, las expresiones deducidas para zapatas corridas se generalizan inmediatamente y resultan ($M_y = 0; M_x = M$)

Si $e = \frac{M}{N} \leq \frac{a_2}{6}$, las tensiones extremas son:

$$\sigma = \frac{N}{a_2 b_2} \pm \frac{6 M}{b_2 a_2^2} \quad [63.50]$$

si $e > \frac{a_2}{6}$, la tensión máxima es:

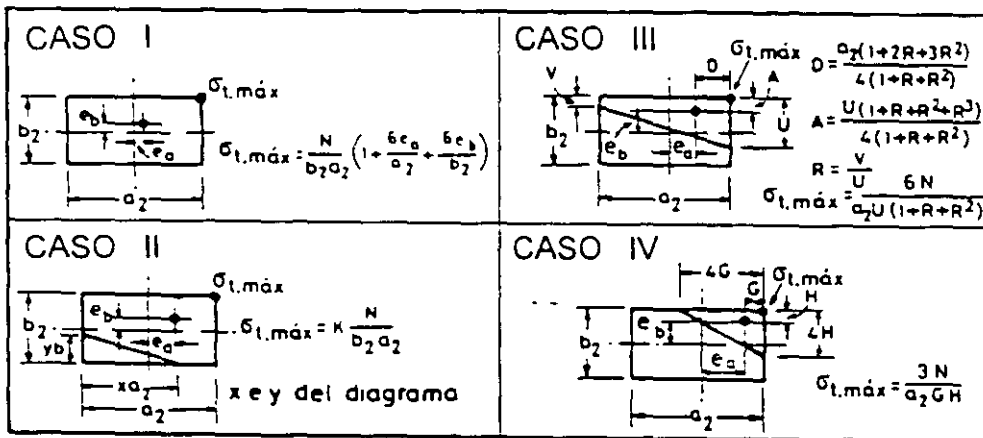
$$\sigma = \frac{2N}{3 \left(\frac{a_2}{2} - e \right) b_2} \quad [63.51]$$



LAS CURVAS DE TRAZO CONTÍNUO DAN LOS VALORES DE K

PRESIÓN MÁXIMA $\sigma_{t,m\acute{a}x} = K \frac{N}{b_2 \cdot a_2}$

N = CARGA CONCENTRADA SOBRE LA ZAPATA



ZAPATA RECTANGULAR, DOBLE EXCENTRICIDAD

Figura 63-30

Si $M_x \neq 0, M_y \neq 0$, el problema, aunque sencillo, es laborioso. El ábaco

adjunto, tomado de TENG, referencia (63.5), resuelve directamente cualquier caso (fig. 63-30).

El ábaco proporciona de forma inmediata la presión máxima mediante la expresión:

$$\sigma_{i,máx} = k \frac{N}{DL} \quad [63.52]$$

El valor de k viene proporcionado por las curvas de trazo continuo de la figura 63.30.

Si la distribución es relativamente uniforme o si en sucesivas hipótesis de combinación de actuaciones de los valores N , M_x , M_y , la envolvente de presiones pésimas σ_i lo es, resulta frecuente, aunque conservador, calcular los esfuerzos σ para una presión uniforme $\sigma_i = \sigma_{i,máx}$. Afortunadamente, la inmensa mayoría de los casos reales de la práctica están en la situación anterior.

Si se está en otro caso, especialmente en los II, III y IV del ábaco, lo anterior conduce a sobredimensionar considerablemente la zapata y para evitarlo el ábaco permite definir completamente el volumen de respuesta σ_i del suelo y realizar el cálculo, tal como vimos para carga uniforme, con las lógicas variantes para la determinación de momentos flectores y esfuerzos cortantes, debidas a la no uniformidad de la carga.

Debe llamarse la atención sobre el hecho de que, si se está en casos tales como II, III y IV, el ábaco permite obtener la información necesaria para el cálculo de los momentos flectores y esfuerzos cortantes, pero no existe ningún método disponible de cálculo para calcular la distribución de estos esfuerzos totales a lo ancho de las secciones respectivas por lo que lo usual es, conservadoramente, calcular para la presión máxima, considerada como uniformemente repartida, como antes dijimos; a veces, se realiza alguna reducción simple a sentimiento.

En relación con las excentricidades muy altas, utilizar disposiciones que conduzcan a los casos II, III o IV constituye una mala práctica, que puede conducir a giros excesivos del cimiento. Volvemos a recomendar la conveniencia de respetar las condiciones [63.33] de que la resultante esté al menos a $\frac{a_1}{6}$ y $\frac{b_1}{6}$, respectivamente, de los bordes, ya que la utilización de excentricidades mayores tiene el inconveniente de que pequeños aumentos de los momentos flectores o errores de replanteo o ejecución, pueden producir grandes incrementos de la tensión máxima en punta.

Por tanto, como normal general, las zapatas deben proyectarse para que presenten la distribución de presiones del caso I del ábaco. En el caso de zapata rectangular, de la condición de que los cuatro valores de [63.49] resulten positivos o nulos, se deduce que la carga vertical N tiene que incidir sobre la zapata en el núcleo central, que es un rombo de diagonales iguales a $\frac{1}{3}$ de las dimensiones de la zapata, tal como se indica en la figura 63-31.

Si la libertad de proyecto es completa, la proyección del eje del pilar es 0

(fig. 63-32) y las solicitaciones son N, M_x, M_y , lo mejor es calcular $e_x = \frac{M_x}{N}$ y

$e_y = \frac{M_y}{N}$, con lo que se define el centro O' de una zapata $ABCD$, sometida

a una carga centrada N , equivalente al conjunto (N, M_x, M_y) . Con esta disposición, la zapata está sometida a presión σ , uniforme, aunque su pilar esté descentrado.

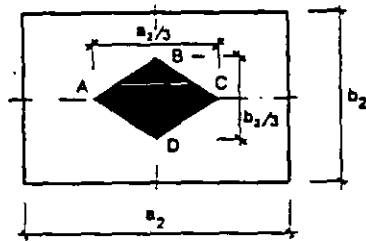


Figura 63-31

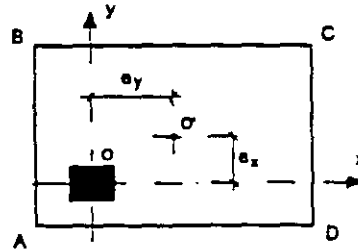


Figura 63-32

Con frecuencia, sobre todo en naves industriales, existen varios conjuntos de valores de combinación (N, M_x, M_y) y, por tanto, varios centros O' posibles, por lo que no resultará posible encontrar una zapata que siempre esté sometida a carga centrada y presión uniforme. Sí resultará posible elegir una solución de excentricidad moderada que corresponda al caso I del ábaco o no alejada demasiado de él.

63.12 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS PARA TODO TIPO DE ZAPATAS

- Bajo la zapata deben disponerse siempre 100 mm de hormigón de limpieza y las armaduras deben apoyarse sobre separadores. La excavación de los 200/300 mm inferiores de terreno no debe ser hecha hasta inmediatamente antes de verter el hormigón de limpieza. Esta recomendación es especialmente importante en suelos cohesivos cuando es posible la aparición de lluvias.
- Siempre son más económicas las zapatas cuanto más flexibles.
- Salvo grandes zapatas, conviene disponer canto constante. Si se adopta canto variable, debe disponerse junto a los paramentos del soporte unas zonas horizontales de, al menos, 100 mm de ancho para montar encofrados del pilar.
- Véase lo dicho en el Capítulo 24 sobre el tratamiento de la junta entre pilar y zapata.
- El canto mínimo en el borde será de 250 mm en zapatas de hormigón armado.
- La separación máxima de armaduras no será superior a 300 mm ni inferior a 100 mm. Si es necesario se agrupan por parejas en contacto.
- En zapatas corridas, en todo caso se considerará una cuantía geométrica mínima en cada dirección de:

-0,0020 para aceros B 400.

-0,0018 para aceros B 500

En la determinación de la cuantía indicada se cuentan todas las armaduras paralelas a la dirección considerada situadas en la cara inferior o la superior y eventualmente en las caras laterales para zapatas aisladas. Por supuesto y además de lo indicado las zapatas deben cumplir con [36.111].

- h) EHE recomienda no emplear diámetros inferiores a 12 mm, pero no indica el tipo de acero. En nuestra opinión, en zapatas pequeñas puede bajarse a 10 mm en aceros B 400 y B 500.
- i) El recubrimiento lateral de las puntas de las barras no debe ser inferior a 70 mm, por razón no sólo de protección, sino para asegurarse de que las barras quepan en el pozo excavado con unas tolerancias normales de dimensiones de la excavación y de corte de barras.
- j) Es recomendable modular las dimensiones horizontales en múltiplos de 250 mm y los cantos en múltiplos de 100 mm, con el fin de facilitar la ejecución. De acuerdo con esto, el canto mínimo expuesto en e) y establecido en EHE pasa a 300 mm.
- k) En el caso de juntas de dilatación en "diapasón" para soportes o muros contiguos cimentados sobre una misma zapata (fig. 63-33) es siempre conveniente disponer una cierta armadura A'_s en la cara superior, con el fin de controlar la fisuración que se produce al enfriarse y acortarse la estructura, fenómenos que tienden a "desgarrar" la cara superior de la zapata.
- l) Para la forma y disposición de la armadura de espera, recuérdese lo dicho en el Capítulo 44.

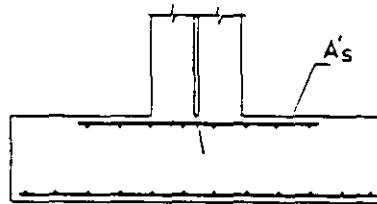


Figura 63-33

63.13 PIEZAS DE ATADO ENTRE ZAPATAS

Siempre es conveniente establecer un cierto atado entre zapatas que impida sus desplazamientos horizontales y si la estructura está cimentada en zonas sísmicas con $a_c \geq 0,16 g$ (véase Capítulo 67) el atado es obligatorio y afecta a todas las zapatas de acuerdo con la Norma Sismorresistente NCS-94 (63.6). Las piezas de atado deben resistir, en tracción y en compresión, un esfuerzo axial igual a a_c veces el esfuerzo axial correspondiente al más cargado de los dos pilares que enlaza. (Fig. 63-34 b) ¹. Si la cimentación está realizada por pilotes profundos, lo anterior rige aunque $a_c < 0,16 g$.

¹ a_c es el coeficiente de la aceleración sísmica de cálculo. (Ver Capítulo 67).

Si la cimentación está en zona sísmica con $0,06 g < a_c < 0,16 g$, a nuestro juicio es suficiente con que cada zapata quede atada en un solo sentido en cada una de las dos direcciones principales, tal como se indica en la figura 63-34 a). Las zapatas perimetrales deben atarse siempre en los dos sentidos a lo largo de las fachadas.

NCS-94 en zonas de sismicidad media admite un atado perimetral solamente si existe losa de hormigón en planta baja. Ello sería correcto si la losa se hormigonara a tope con los pilares, pero como veremos en el Capítulo 70 ello no es correcto y deben disponerse juntas de dilatación alrededor de los pilares, lo que anula la eficacia de la losa a estos efectos.

Llamando A_c a la sección de la pieza, f_{yd} el límite elástico de cálculo del acero y N_d el esfuerzo del soporte más cargado de los dos que enlaza la pieza de atado, se ha de cumplir, en zona sísmica primera

$$\text{Compresión:} \quad 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \geq a_c N_d \quad [63.53]$$

$$\text{Tracción:} \quad A_s f_{yd} > a_c N_d \quad [63.54]$$

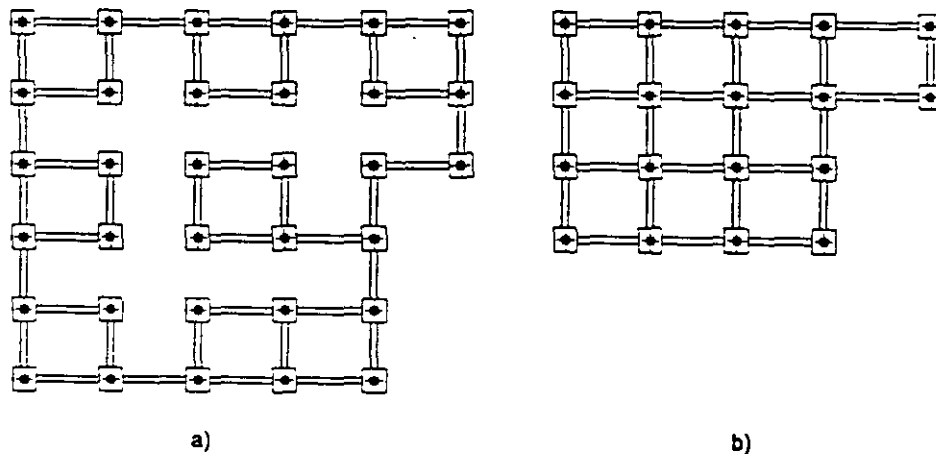


Figura 63-34

La condición [63.54] engloba a la [63.53] y es, por tanto, la determinante para la armadura.

La pieza, para que no requiera comprobación a pandeo, debe tener una esbeltez siendo b el lado menor de la sección de la viga):

$$\frac{l/2}{\sqrt{\frac{1}{12} \frac{ab^3}{ab}}} \leq 35 \quad [63.55]$$

lo que conduce a la condición

$$b \geq \frac{l}{20} \quad [63.56]$$

En [63.56] ℓ es la luz libre entre caras de zapatas y la pieza se ha considerado empotrada en ambas zapatas.

Es conveniente establecer unos requisitos mínimos respecto a las dimensiones a y b de la pieza de atado (fig. 63-35) dictados por razones constructivas.

Si la pieza se encofra, las dimensiones mínimas pueden ser 250 · 250 mm. Si la pieza se hormigona sobre el terreno, el mínimo de ancho a viene condicionado por posibilidades físicas de excavación con retroexcavadora y de refino de taludes y debe ser $b \geq 400$ mm. Los recubrimientos en el primer caso son los generales establecidos para piezas encofradas y en el segundo 70 mm lateralmente.

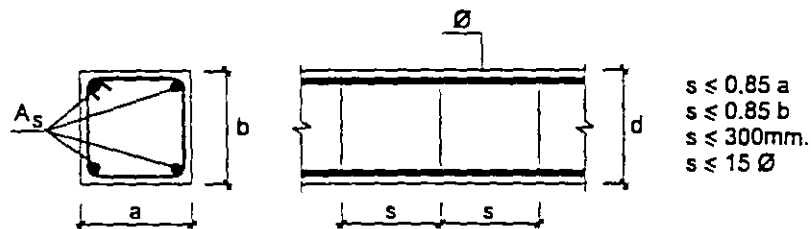


Figura 63-35

En la figura 63-35 se indican las condiciones de separación de estribos.

Si la pieza se hormigona sobre el terreno, debe disponerse una capa de hormigón de limpieza y excavarse el terreno con las mismas precauciones que el de fondo de zapata (fig. 63-36 a)).

La armadura longitudinal de la pieza debe anclarse en ambas zapatas una longitud igual a su longitud de anclaje (fig. 63-36 b)) a partir del eje del soporte, o solapada con la de la pieza del vano adyacente.

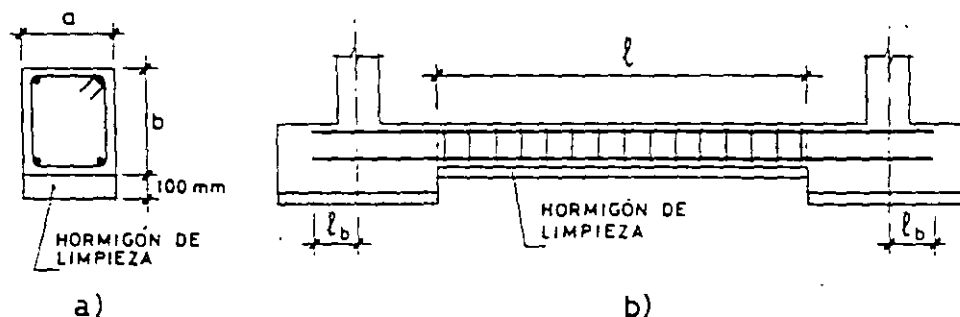


Figura 63-36

La armadura A_s debe cumplir las condiciones de cuantía mínima respecto a la sección de la pieza de atado.

La tabla GT-139 proporciona directamente piezas de atado de sección cuadrada para diferentes cargas por pilar enlazado. Manteniendo la sección, las armaduras y cargas N_d por zapata son válidas aunque se cambien las dimensiones transversales. Recuérdese que la luz libre ℓ de la pieza de atado no debe exceder 20 veces su menor dimensión transversal.

EJERCICIO 63.1

Un pilar de hormigón armado de $300 \cdot 300$ mm, armado con $4 \phi 16$, transmite una carga característica al cimiento $N_g = 400 \text{ kN}$, $N_q = 200 \text{ kN}$. El hormigón, tanto del pilar como del cimiento es de resistencia 25 MPa y el acero es $B 400$. Proyectar una zapata cuadrada, sabiendo que la presión admisible sobre el suelo es de $0,1 \text{ N/mm}^2$. Tómesese $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$. Se supone la zapata enterrada en suelo húmedo. (Empleese el método del ACI).

Si en un primer tanteo despreciamos el peso propio de la zapata, llamando a al lado en m , tendríamos:

$$\frac{600}{a^2} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad a = 2,44 \text{ m}$$

Modulando a múltiplos de 250 mm , adoptamos $a = 2,75 \text{ m}$, y $h = 0,50 \text{ m}$, y se obtiene:

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} + 2,5 \cdot 0,5 = 80,6 \text{ kN/m}^2 = 0,0806 \text{ N/mm}^2$$

La condición de punzonamiento conduce a:

$$\frac{840}{2,75^2} \left[2,75^2 - (0,3 + d)^2 \right] \leq 0,35 \sqrt{16,7} \cdot 10^3 [1,2 + 4d]$$

con lo que $0,25 \text{ m}$ y modulando a múltiplos de $0,10 \text{ m}$, $h = 0,40 \text{ m}$, por razones de flexibilidad.

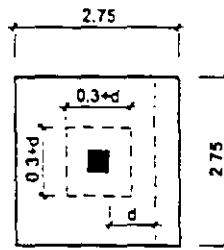


Figura 63-37

Como el vuelo es $1,225 \text{ m}$, la zapata resulta flexible y las presiones sobre el terreno resultan

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} + 0,4 \cdot 2,5 = 80,34 \text{ kN/m}^2 = 0,08 \text{ N/mm}^2 < 0,1 \text{ N/mm}^2$$

(Para comprobación de terreno)

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} = 79,3 \text{ kN/m}^2 = 0,0793 \text{ N/mm}^2$$

(Para el cálculo de la zapata)

Hemos elegido la zapata de mínimo canto posible, ya que al no venir impuesta en el enunciado ninguna condición de canto, el mínimo posible conduce a la zapata de menor coste.

En [63.56] ℓ es la luz libre entre caras de zapatas y la pieza se ha considerado empotrada en ambas zapatas.

Es conveniente establecer unos requisitos mínimos respecto a las dimensiones a y b de la pieza de atado (fig. 63-35) dictados por razones constructivas.

Si la pieza se encofra, las dimensiones mínimas pueden ser 250 · 250 mm. Si la pieza se hormigona sobre el terreno, el mínimo de ancho a viene condicionado por posibilidades físicas de excavación con retroexcavadora y de refino de taludes y debe ser $b \geq 400$ mm. Los recubrimientos en el primer caso son los generales establecidos para piezas encofradas y en el segundo 70 mm lateralmente.

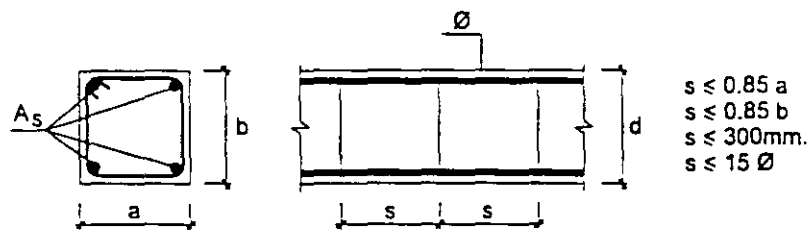


Figura 63-35

En la figura 63-35 se indican las condiciones de separación de estribos.

Si la pieza se hormigona sobre el terreno, debe disponerse una capa de hormigón de limpieza y excavarse el terreno con las mismas precauciones que el de fondo de zapata (fig. 63-36 a)).

La armadura longitudinal de la pieza debe anclarse en ambas zapatas una longitud igual a su longitud de anclaje (fig. 63-36 b)) a partir del eje del soporte, o solapada con la de la pieza del vano adyacente.

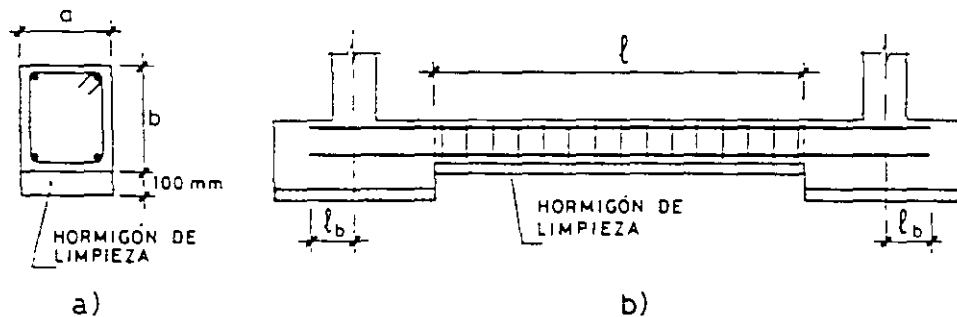


Figura 63-36

La armadura A_s debe cumplir las condiciones de cuantía mínima respecto a la sección de la pieza de atado.

La tabla GT-139 proporciona directamente piezas de atado de sección cuadrada para diferentes cargas por pilar enlazado. Manteniendo la sección, las armaduras y cargas N'_d por zapata son válidas aunque se cambien las dimensiones transversales. Recuérdese que la luz libre ℓ de la pieza de atado no debe exceder 20 veces su menor dimensión transversal.

EJERCICIO 63.1

Un pilar de hormigón armado de $300 \cdot 300$ mm, armado con $4 \phi 16$, transmite una carga característica al cimiento $N_g = 400$ kN, $N_q = 200$ kN. El hormigón, tanto del pilar como del cimiento es de resistencia 25 MPa y el acero es $B 400$. Proyectar una zapata cuadrada, sabiendo que la presión admisible sobre el suelo es de $0,1$ N/mm². Tómesese $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$. Se supone la zapata enterrada en suelo húmedo. (Empleese el método del ACI).

Si en un primer tanteo despreciamos el peso propio de la zapata, llamando a al lado en m , tendríamos:

$$\frac{600}{a^2} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad a = 2,44 \text{ m}$$

Modulando a múltiplos de 250 mm, adoptamos $a = 2,75$ m, y $h = 0,50$ m, y se obtiene:

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} + 2,5 \cdot 0,5 = 80,6 \text{ kN/m}^2 = 0,0806 \text{ N/mm}^2$$

La condición de punzonamiento conduce a:

$$\frac{840}{2,75^2} \left[2,75^2 - (0,3 + d)^2 \right] \leq 0,35 \sqrt{16,7} \cdot 10^3 [1,2 + 4d]$$

con lo que $0,25$ m y modulando a múltiplos de $0,10$ m, $h = 0,40$ m, por razones de flexibilidad.

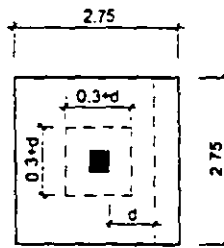


Figura 63-37

Como el vuelo es $1,225$ m, la zapata resulta flexible y las presiones sobre el terreno resultan

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} + 0,4 \cdot 2,5 = 80,34 \text{ kN/m}^2 = 0,08 \text{ N/mm}^2 < 0,1 \text{ N/mm}^2$$

(Para comprobación de terreno)

$$\sigma_i = \frac{600}{2,75^2} = 79,3 \text{ kN/m}^2 = 0,0793 \text{ N/mm}^2$$

(Para el cálculo de la zapata)

Hemos elegido la zapata de mínimo canto posible, ya que al no venir impuesta en el enunciado ninguna condición de canto, el mínimo posible conduce a la zapata de menor coste.

Para el cálculo a flexión, partiremos de un recubrimiento de 30 mm, con lo que para la armadura el canto útil será del orden de 360 mm.

$$\sigma_d = \frac{1,35 \cdot 400 + 1,50 \cdot 200}{2,75^2} = 111 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{111 \cdot 2,75}{2} (0,25 + 0,15 \cdot 0,30) = 246 \text{ m kN}$$

$$\frac{M_d}{f_{cd} b d^2} = \frac{246 \cdot 10^6}{\frac{25}{1,5} \cdot 2750 \cdot 360^2} = 0,04$$

y con el ábaco GT-82 obtenemos

$$\frac{U_s}{f_{cd} b d} = 0,035 \quad U_s = 0,035 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 2750 \cdot 360 = 577.500 \text{ N}$$

Disponemos 9 ϕ 16 p.m. en cada dirección.

La comprobación de fisuración, aunque la zapata está en suelo húmedo, resulta satisfactoria de acuerdo con la tabla T-47.4.

Con ϕ 16 la longitud de anclaje para acero B 400 y $f_{ck} = 25$ MPa vale (ver tabla GT-143)

$$l_b = 340 \text{ mm} < 1225 - 0,81 \cdot 500 - 70 = 750 \text{ mm}$$

luego basta anclaje recto.

La armadura del pilar es 4 ϕ 16, luego $l_b = 340 \text{ mm}$, como ya vimos. Tal como se indica en la figura, el tramo recto AB de la armadura de espera es de 358 mm, suficiente. (Bastaría con $\frac{2}{3} \cdot 340 = 227 \text{ mm}$, según se dijo).

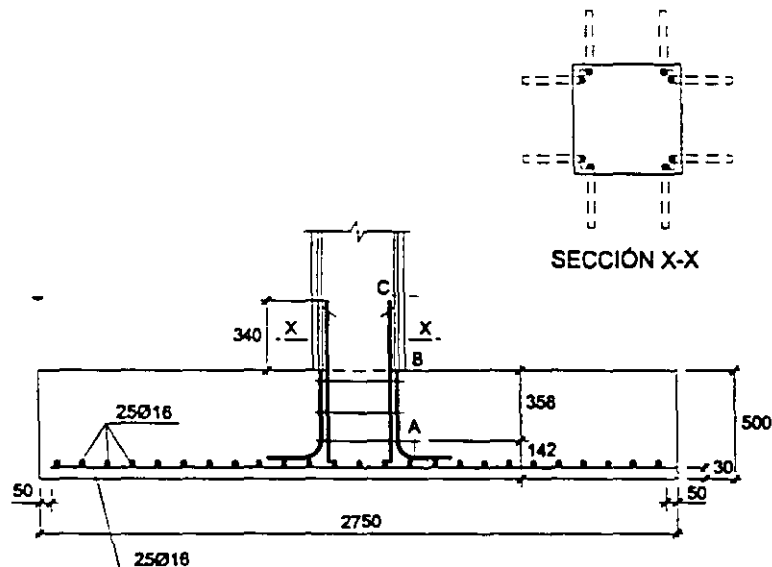


Figura 63-38

63.14 ZAPATAS DE MEDIANERÍA

a) Generalidades

La necesidad de su uso aparece en cuanto se disponen pilares junto a las lindes de propiedad del terreno en que se va a construir el edificio. Por tanto, las zapatas de medianería son de uso muy frecuente en la práctica.

Existen muy diferentes sistemas para solucionar el problema, que en definitiva es apoyar un pilar de medianería. En la figura 63-39 se indican las soluciones más frecuentes. En el libro citado como referencia (63.1) se analizan en detalle todas estas soluciones. Aquí se exponen únicamente las dos de empleo más frecuente, que son la b) y la e).

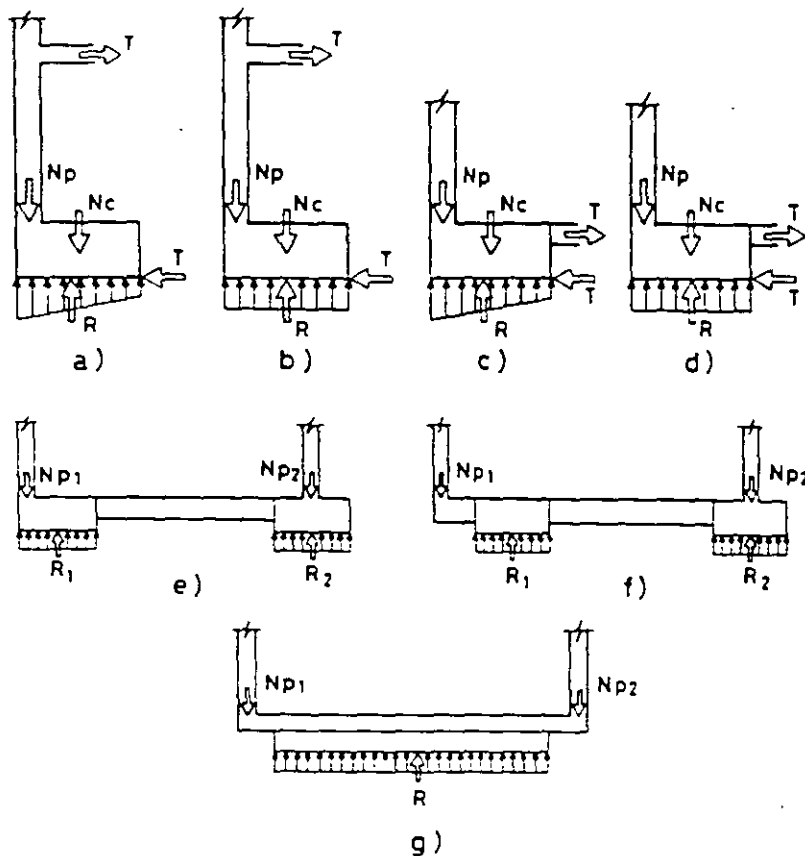


Figura 63-39

Las soluciones a) y b) producen incrementos de flexión importantes en el pilar de fachada. La c) y d) no los producen.

Las soluciones e), f) y g) no producen tampoco incrementos de flexión en los pilares (salvo los pequeñísimos que surgirían de un análisis muy refinado que puede verse en (63.1)) y son por ello las empleadas cuando se trata de pilares sometidos a grandes cargas ¹.

Una solución más es la de zapata combinada, disponiendo una zapata común al soporte de fachada y al inmediato interior.

b) Zapata excéntrica con distribución uniforme de presiones y reacción en la estructura del piso.

Se supone que las fuerzas T centran la carga bajo la zapata (fig. 63-40) resistida por una armadura situada en el dintel de planta baja y por rozamiento entre zapata y suelo bajo el esfuerzo axial del pilar. La presión sobre el suelo vale

$$\sigma_i = \frac{N_p + N_c}{a_2 b_2} \quad [63.57]$$

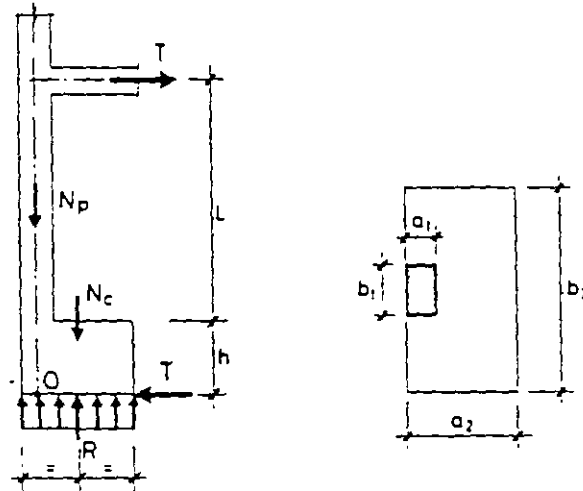


Figura 63-40

Como $R = N_p + N_c$, tomando momentos respecto a O , se tiene

$$R \frac{a_2 - a_1}{2} = T(L + h) + N_c \frac{a_2 - a_1}{2} \quad [63.58]$$

de donde

$$T = \frac{N_p(a_2 - a_1)}{2(L + h)} \quad [63.59]$$

Para que pueda aceptarse una distribución uniforme de presiones bajo la zapata, debe cumplirse¹

$$\frac{L \lambda L^2 b_2 a_2^2 T}{6 EI (N_p + N_c)} \leq \beta - 1 \quad 2 \quad [63.60]$$

1 Véase la deducción de esta condición en (63.1).

2 El equilibrio introducido por el par de fuerzas T es la explicación de que muchas zapatas de medianería, incorrectamente proyectadas por ignorancia, se hayan comportado satisfactoriamente en apariencia, aunque generalmente con coeficientes de seguridad muy bajos, sobre todo en el pilar.

($\lambda = 1$ para articulación del pilar a nivel de techo y $\lambda = 0,75$ para empotramiento). El coeficiente β es el momento aceptable de tensiones reales σ , en el borde de la zapata en la hipótesis de que la distribución real sea lineal pero no uniforme.

NBE-AE-88 autoriza $\beta = 1,25$ y es bastante corriente tomar $\beta = \frac{4}{3}$ incluso, con lo que rara vez la condición [63.60] no resultará cumplida.

Es de destacar la extraordinaria sencillez del método, pero no debe olvidarse que tiene el inconveniente de producir un incremento importante de momento en el pilar¹.

Observaciones importantes

- a) La tracción T en el nivel de primer piso debe ser absorbida disponiendo una armadura adicional A_s , sobre la ya existente por otros motivos, de valor

$$A_s = \frac{f_d}{f_{yd}} \quad [63.61]$$

donde $T_d = \gamma_g T_g + \gamma_q T_q$ ($T_g + T_q = T$)

Esta armadura puede disponerse en las vigas o en el propio forjado y debe prolongarse hasta anclarse en puntos que puedan considerarse rígidos.

- b) La fuerza T de rozamiento entre zapata y terreno puede ser resistida por rozamiento, siempre que

$$C_s T \leq (N_p + N_c) \mu \quad [63.62]$$

donde C_s es un coeficiente de seguridad que puede tomarse igual a 1.8 y μ es el coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo.

- c) Si el rozamiento no bastase para resistir la fuerza T , existen dos soluciones:
- Disminuir el valor de a_2 o aumentar h , para reducir T .
 - Absorber la fuerza T con tirantes o tornapuntas anclados o apoyados en puntos adecuados de la estructura (por ejemplo, otras zapatas, comprobando en ellas la seguridad a deslizamiento).
- d) La presión σ_n debe ser comprobada de acuerdo con los datos del Informe Geotécnico.
- e) El pilar debe ser calculado para el momento flector $M = TL$, además de los momentos que ya tuviera por el trabajo general de la estructura. (Este momento debe ser tenido en cuenta en el cálculo del entramado).²

Este es el inconveniente principal del método, pues obliga a un incremento grande del tamaño del pilar de fachada.

1 Esto puede exigir, bien un cálculo nuevo de esfuerzos, bien un reparto del momento M a las zonas próximas por alguno de los métodos simplificativos vistos en el Tomo I.

2 Esto puede exigir, bien un cálculo nuevo de esfuerzos, bien un reparto del momento M a las zonas próximas por alguno de los métodos simplificativos vistos en el Tomo I.

f) Para el cálculo de la zapata, cuyo detalle veremos más adelante, se han de manejar las presiones σ_c obtenidas de las σ_s restándoles la parte debida al peso N_c del cimiento y eventual peso de tierras sobre él.

c) *Dimensionamiento de las zapatas excéntricas*

Anteriormente hemos expuesto métodos para la determinación de las dimensiones de la zapata de medianera. A continuación trataremos del cálculo estructural, que presenta diferencias con las zapatas corridas y aisladas.

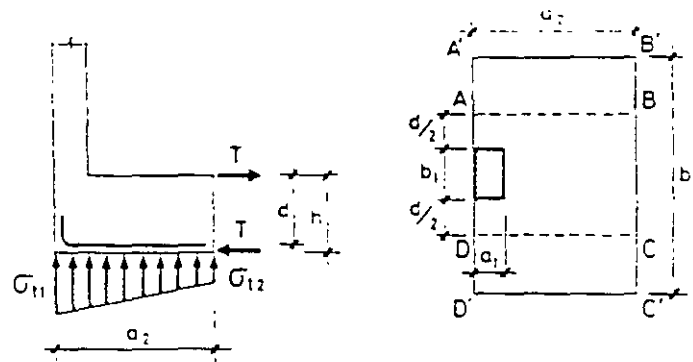


Figura 63-41

En la figura 63-41 se indica la disposición general de la zapata y su ley de tensiones σ_s sin considerar el peso del propio cimiento.

El caso real es extraordinariamente complejo, ya que se trata de una placa relativamente gruesa, en voladizo desde un sólo apoyo puntual. Un procedimiento satisfactorio es el siguiente:

c-1) *Cálculo a flexión*

- Se considera una viga virtual en voladizo $ABCD$, empotrada en el soporte y con vuelo $a_2 - \frac{a_1}{2}$ y ancho el del soporte b_1 más medio canto a cada lado
- Sobre esta viga apoya la losa $A'B'C'D'$, compuesta de dos losas en voladizo de ancho a_2 y vuelo $\frac{b_2}{2}$, sometidas a la correspondiente distribución de presiones σ_s . Sobre la viga virtual actúa también el par T (fig. 63-41), que debe considerarse también en el dimensionamiento al aislar la zapata del pilar.

c-2) *Cálculo a esfuerzo cortante*

Se realiza de acuerdo con el método general visto en 63.10 d).

El esfuerzo cortante debe comprobarse (fig. 63-42) en las secciones de referencia correspondientes a ambas direcciones ($A-A$ y $B-B$).

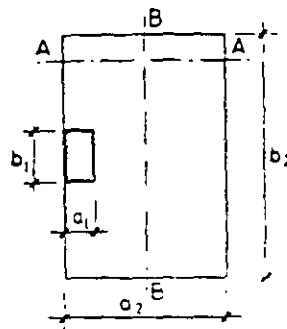


Figura 63-42

Si la zapata es rígida, esta comprobación engloba, como ya vimos, la de punzonamiento.

c-3) Cálculo a punzonamiento

Se realiza de acuerdo con el Capítulo 43 para pilar de borde.

d) Zapata excéntrica con viga centradora

El método consiste en enlazar la zapata de medianería a otra zapata intermedia mediante una viga que recibe el nombre de centradora (fig. 63-43) porque efectivamente, desempeña la misión de centrar la fuerza de reacción del suelo bajo la zapata de medianería.

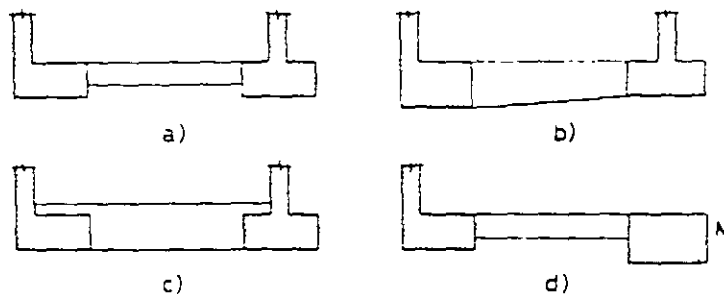


Figura 63-43

La solución más habitual es la indicada en a) con viga de sección constante. La b), aunque puede resultar necesaria en algún caso, presenta una ferralla más complicada, al tener estribos de canto variable. La c) es de hormigón complicado y usualmente necesita hormigonar la viga en dos etapas, una hasta cara superior de zapatas y otra hasta el enrase definitivo, lo cual exigirá una comprobación adicional del esfuerzo rasante de la junta. En cualquiera de los casos, la carga equilibrante del soporte interior puede ser sustituida por un macizo M (fig. 63-43 d)).

El esquema de cálculo se indica en la figura 63-44. Dada la gran rigidez del conjunto zapatas-viga centradora, frente a los pilares, los momentos adicionales producidos en éstos pueden despreciarse y el esquema estructural es el de la figura 63-44 b), es decir, el de una viga simplemente apoyada sometida a la carga R' , a la que aplicamos las condiciones de equilibrio

$$\begin{cases} N_{p1} + N_{c1} + N_{p2} + N_{c2} - R_1 - R_2 = 0 \\ N_{p1} - (R_1 - N_{c1}) c = 0 \end{cases} \quad [63.63]$$

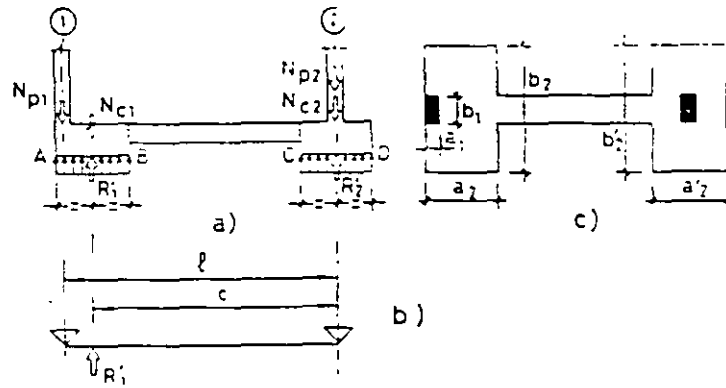


Figura 63-44

Sistema que, resuelto, conduce a:

$$R_1 = N_{p1} \frac{1}{c} + N_{c1} \quad [63.64]$$

$$R_2 = N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{1}{c} - 1 \right) \quad [63.65]$$

La primera condición que debe cumplir la solución es que la viga centradora no levante el soporte 2, o lo que es lo mismo $R_2 > 0$, esto es:

$$N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{1}{c} - 1 \right) > 0 \quad [63.66]$$

Un criterio simplificado, del lado de la seguridad, es exigir que [63.64] se cumpla actuando en el soporte 1 la carga permanente más la sobrecarga (N_{p1}) y en el soporte 2 sólo la carga permanente (N_{c2}).²

$$N_{c2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{1}{c} - 1 \right) > 0 \quad [63.67]$$

- 1 Obsérvese que [63.64] es superior a $N_{p1} + N_{c1}$. Por tanto, el método de la viga centradora, aunque tiene la ventaja de no transmitir momento al soporte, exige una zapata de mayor superficie que el método visto anteriormente
- 2 Es un criterio simplificado, pues si en el soporte 1 actúa la sobrecarga es porque lo hace en el vano entre los dos soportes, en los distintos pisos y, por tanto, en el soporte 2 aparecería al menos una fracción de la sobrecarga.

La presión σ_{i1} , en la zapata de medianería, vale

$$\sigma_{i1} = \frac{R_1}{a_2 b_2} = \frac{N_{p1} \frac{\ell}{c} + N_{c1}}{a_2 b_2} \quad [63.68]$$

y en la zapata interior, descontaremos sólo la reacción de la viga centradora debida a la carga permanente del soporte 1, que denominamos N_{g1} , con lo que, de acuerdo con [63.65], tenemos:

$$\sigma_{i2} = \frac{N_{p2} + N_{c2} - N_{g1} \left(\frac{\ell}{c} - 1 \right)}{a_2 b_2} \quad [63.69]$$

Todo lo anterior se ha referido al cálculo de presiones sobre el terreno, debiendo por tanto verificarse

$$\sigma_{i1} \leq \sigma_i \text{ adm}$$

$$\sigma_{i2} \leq \sigma_i \text{ adm}$$

Para el cálculo de las zapatas y de la viga centradora, de acuerdo con lo ya dicho, no consideraremos los pesos propios de zapatas y viga, con lo que designando sin primas las cargas correspondientes, se tiene:

De [63.64] con $N'_{c1} = 0$

$$R_1 = N_{p1} \frac{1}{c} \quad [63.70]$$

$$\sigma_{i1} = \frac{N_{p1} \frac{1}{c}}{a_2 b_2} \quad [63.71]$$

De [63.65] con $N'_{c2} = 0$

$$\sigma_{i2} = \frac{N_{p2} - N_{g1} \left(\frac{1}{c} - 1 \right)}{a_2 b_2} \quad [63.72]$$

Cálculo de la viga centradora

El esquema de cálculo de la viga centradora es el de la figura 63-45 a).

El momento máximo en viga resulta

$$M_{1,d} = -\gamma_f \left[-R_1 \frac{a_2}{2} + N_{p1} \left(a_2 - \frac{a_1}{2} \right) \right]$$

$$M_{1,d} = -\gamma_f \frac{N_{p1}}{2} \left[a_2 \left(2 - \frac{1}{c} \right) - a_1 \right] \quad [63.73]$$

1 El signo - en los momentos indica tracciones en cara superior.

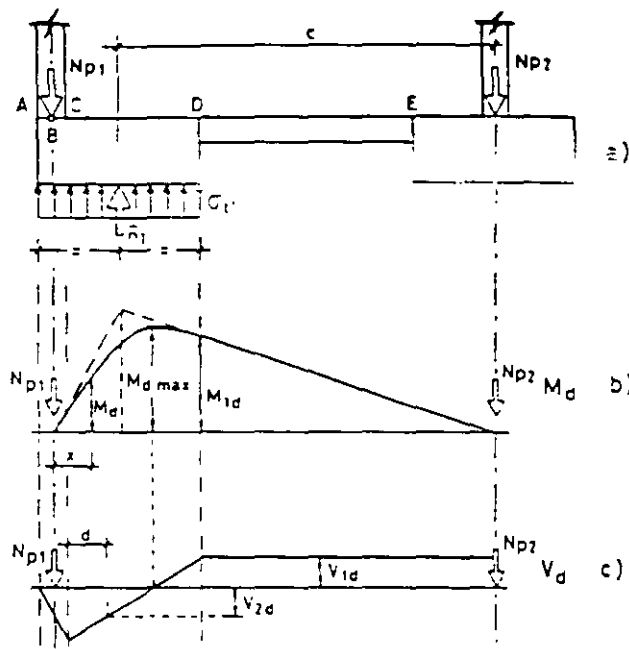


Figura 63-45

El momento máximo ocurre en el interior de la zapata y se determina fácilmente trazando por puntos la ley de momentos.

Lo normal es dimensionar la viga para el momento [63.73], ya que el máximo ocurre en el interior de la zapata y, al ser mucho mayor la sección de hormigón y por tanto mayor el canto útil, la condición crítica suele ser [63.73]. Sólo con cuantías muy bajas en viga (lo cual no es normal precisamente en vigas centradoras), puede ser crítico el valor máximo.

La distribución de momentos flectores se indica en la figura 63-45 b) y es lineal sobre la viga. La distribución de esfuerzos cortantes se indica en la figura 63-45 c) y es constante sobre la viga con valor

$$V_{1d} = -\gamma_f (R_1 - N_{p1})$$

es decir

$$V_{1d} = \gamma_f N_{p1} \left(\frac{1}{c} - 1 \right) \quad [63.74]$$

Considerando la viga como existente de soporte a soporte, con el ensanchamiento que representa la zapata excéntrica, el cortante se comprueba a una distancia d de la cara y vale

$$V_{2d} = \gamma_f [N_{p1} - a_2 b_2 \sigma_{11} - d b_2 \sigma_{11}]$$

$$V_{2d} = (\gamma_g N_{pl,g} + \gamma_q N_{pl,q}) \left[1 - \frac{1(a_1 + d)}{a_2 c} \right] \quad [63.75]$$

El cortante V_{1d} será resistido con la sección de la viga y requerirá por tanto armadura de corte. El cortante V_{2d} es resistido por la sección de la zapata de ancho b_2 y canto d y no requerirá habitualmente dicha armadura, excepto si el canto de la viga supera el de la zapata, en cuyo caso el cortante debe ser resistido por la viga.

Cálculo de la zapata excéntrica

Dada la existencia de una viga de soporte a soporte, la zapata flexa exclusivamente en sentido perpendicular al plano medio de la viga (fig. 63-46) y su cálculo a flexión, fisuración y anclaje es totalmente idéntico al que vimos para zapatas corridas, considerando el ancho b de la viga como el de un muro virtual que apoyase en la zapata.

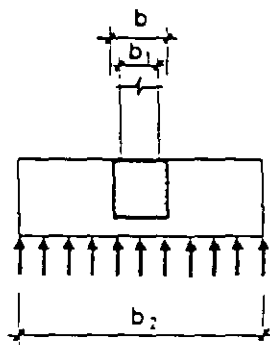


Figura 63-46

La comprobación a cortante en el sentido b_2 se hace también de manera idéntica a como vimos anteriormente.

Dada la estructuración del cimiento, es necesaria la comprobación a punzonamiento. Otra solución es armar la viga a cortante, disponiendo estribos hasta la fachada y cubriendo el valor V_{2d} ¹. No es entonces necesaria la comprobación a punzonamiento.

Cálculo de la zapata interior

Corresponde al caso de zapata aislada. Únicamente debe observarse que la presión de reacción del suelo, debida a la reacción ascendente provocada por la viga centradora, se reduce, de acuerdo con [63.72] a

$$\sigma_{12} = \frac{N_{p2} - N_{g1} \left(\frac{1}{c} - 1 \right)}{a_2 b_2} \quad [63.76]$$

¹ Esta solución permite reducir el canto en estas zapatas, que suelen ser críticas a punzonamiento.

63.15 ZAPATAS DE ESQUINA

a) Generalidades

Este tipo de zapatas aparece en los edificios, bien en las esquinas en que concurren dos medianerías o también en las que concurre una medianería y una fachada en límite de vía pública (fig. 63-47).

Son, por tanto, de uso muy frecuente en construcción urbana y en ciertos tipos de construcciones industriales.

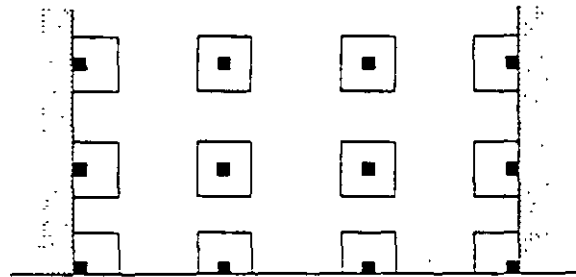


Figura 63-47

Como en el caso de zapatas de medianería, son posibles muchos tipos de soluciones. Desarrollaremos las dos más comunes ¹.

b) Zapata de esquina con distribución uniforme de presiones y reacción en la estructura del piso

Es un caso semejante al expuesto en 63.14. Analizamos el caso usual que es de zapata cuadrada ².

Se supone que las fuerzas (fig. 63-48) centran la reacción bajo la zapata, de forma que la presión sobre el suelo vale:

$$\sigma_i = \frac{R}{a_i^2}$$

siendo R la resultante de presiones.

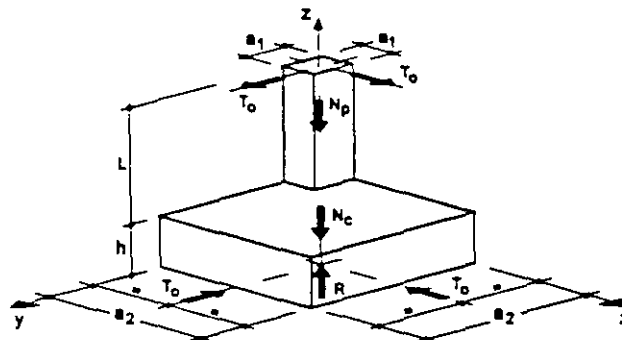


Figura 63-48

- 1 Véase (63.1) para ampliación del tema.
- 2 El planteamiento es válido para zapata rectangular.

Se desarrolla el método, como en el caso anterior, para soporte y zapata cuadrados. Escribiendo las seis ecuaciones de equilibrio para el sólido soporte-zapata (componentes según los tres ejes X, Y, Z y momentos respecto a los tres ejes iguales a cero) se tiene¹:

$$\Sigma X = 0 \quad T_o - T_o = 0 \quad [63.77]$$

$$\Sigma Y = 0 \quad T_o - T_o = 0 \quad [63.78]$$

$$\Sigma Z = 0 \quad R - N_p - N_c = 0 \quad [63.79]$$

$$\Sigma M_x = 0 \quad T_o(L+h) + N_p \frac{a_1}{2} + N_c \frac{a_2}{2} - R \frac{a_2}{2} = 0$$

$$\Sigma M_y = 0 \quad -T_o(L+h) - N_p \frac{a_1}{2} - N_c \frac{a_2}{2} + R \frac{a_2}{2} = 0$$

$$\Sigma M_z = 0 \quad T_o \frac{a_1}{2} - T_o \frac{a_1}{2} + T_o \frac{a_2}{2} - T_o \frac{a_2}{2} = 0$$

Sistema cuya solución es

$$R = N_p + N_c$$

$$\sigma_c = \frac{N_p + N_c}{a_2^2} \quad [63.80]$$

$$T_o = N_p \frac{a_2 - a_1}{2(L+h)} \quad [63.81]$$

Como en 63.14 y por análogos motivos, el método sólo es válido si

$$\frac{K \lambda L^2 a_2^3 T}{6(N_p + N_c) E I} \leq \frac{\beta - 1}{\sqrt{2}} \quad [63.82]$$

donde $T = T_o \sqrt{2}$

($\lambda = 1$ para articulación a nivel de techo y $\lambda = 0,75$ para empotramiento).

Vale aquí lo dicho en 63.14 como OBSERVACIONES a) a f) que allí se hicieron.

c) Cálculo de la zapata

En el caso estudiado, la zapata constituye una placa gruesa empotrada en el pilar por una de sus esquinas, por lo que su funcionamiento es complejo.

¹ La solución es inmediata dando una sección vertical por el plano de simetría. Se ha preferido plantear el sistema general, porque sería el necesario para el caso de soporte y zapata no cuadrados.

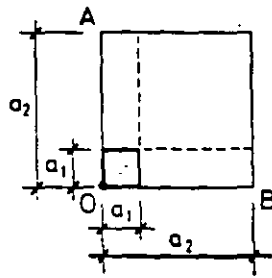


Figura 63-49

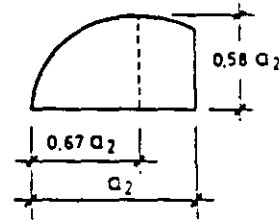


Figura 63-50

c-1) Cálculo de la placa

Cálculo a flexión. A continuación se expone un método simplificado de cálculo basado en suponer dos vigas virtuales en voladizo, OA y OB , empotradas en el pilar y sobre estas vigas se considera apoyada una placa cuadrada de lado a_2 , sometido a la ley de presiones σ , del terreno. El caso ha sido estudiado en la referencia (63.7) y de su estudio resultan unos momentos máximos, uno en dirección de la diagonal que pasa por el pilar, que produce tracciones en cara inferior, y otro en dirección ortogonal que produce tracciones en cara superior. El valor de estos momentos es prácticamente coincidente, resultando, por unidad de ancho

$$M = \frac{\sigma_1 a_2^2}{4,8} \quad [63.83]$$

Como el armado en sentido diagonal complica mucho la ferralla disponemos la armadura correspondiente al momento M por metro de ancho en ambas direcciones principales de la zapata. Recuérdese que esta armadura es necesaria en ambas caras de la zapata.

Para el cálculo de las vigas virtuales OA y OB , el análisis teórico conduce a una distribución de reacciones de borde como se indica en la figura 63-50, lo que conduce a un momento en cada voladizo

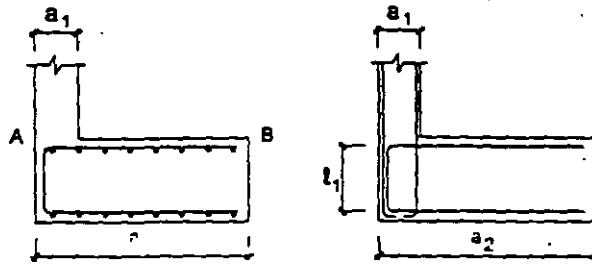
$$M_y \approx 0,28 \sigma_1 a_2^3$$

Como no consideramos las torsiones, adoptaremos para los voladizos el valor

$$M_y = \frac{\sigma_1 a_2^3}{3} \quad [63.84]$$

La armadura de la placa se dispone en horquillas como se indica en la figura 63-51 a), con lo que se simplifica el anclaje en el extremo A . El anclaje en el extremo B se realiza de acuerdo con lo visto anteriormente.

1 Si se emplea tirante, al momento M_y debe añadirse el valor $M = -T \left(h - \frac{h'}{2} \right)$. Es recomendable que el momento resultante se absorba con armadura simétrica (horquillas).



a) *Figura 63-51* b)

Para que las horquillas sean iguales en ambas direcciones, las capas deben colocarse como se indica en la figura.

Los voladizos virtuales OA y OB se arman considerando un ancho ficticio igual al del pilar. Su armadura, en su entrega en el pilar, debe solaparse con la armadura de espera o bien ser ella misma armadura de espera.

d) *Zapata de esquina con distribución uniforme de presiones, conseguida mediante dos vigas centradoras*

El esquema se indica en la figura 63-52. Llamemos N_{p1} , N_{p2} , N_{p3} los esfuerzos axiales de los tres soportes y N_{c1} , N_{c2} , N_{c3} los pesos de los tres cimientos. Sean R_1 y R_2 las reacciones ascendentes producidas en los pilares 1 y 2 por la reacción R , centrada bajo el cimiento del pilar de esquina 3.

Aplicamos las ecuaciones de equilibrio al sistema formado por las fuerzas N_{p3} , N_{c3} , R_1 , R_2 , R . Las ecuaciones de los momentos respecto a los ejes X , Y , se han sustituido por las correspondientes a los ejes X' , Y' de la figura 63-52.

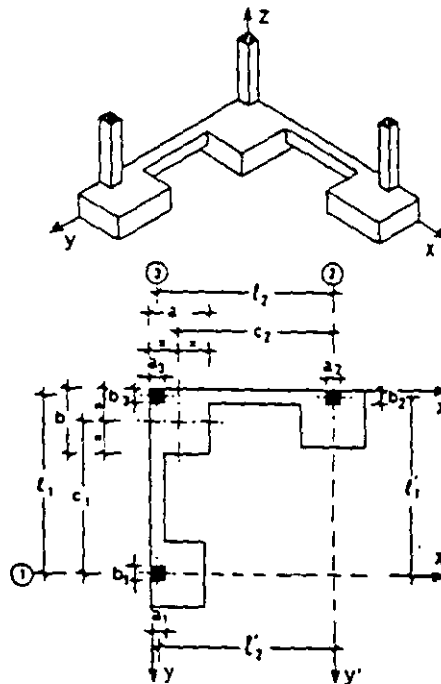


Figura 63-52

lo que simplifica mucho las expresiones

$$\Sigma Z = 0 \quad N_{p3} + N_{c3} + R_1 + R_2 - R = 0$$

$$\Sigma M_x = 0 \quad -N_{p3} \ell_1 - N_{c3} c_1 - R_2 \ell_2 + R_1 \ell_1 = 0$$

$$\Sigma M_y = 0 \quad N_{p3} \ell_2 + N_{c3} c_2 + R_1 \ell_2 - R_2 \ell_1 = 0$$

sistema que, resuelto, conduce a

$$R_1 = N_{p3} \frac{\ell_2 (\ell_1 - c_1) + c_2 (\ell_1 - \ell_2)}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2} \quad [63.85]$$

$$R_2 = N_{p3} \frac{\ell_1 (\ell_2 - c_2) + c_1 (\ell_2 - \ell_1)}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2} \quad [63.86]$$

$$R = N_{c3} + N_{p3} \frac{\ell_1 \ell_2 + \ell_2 \ell_1 - \ell_1 \ell_2}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2} \quad [63.87]$$

Si los soportes son de tamaños muy parecidos, puede suponerse (ver referencia (63.2), $\ell_1 = \ell_1$, $\ell_2 = \ell_2$ y las expresiones anteriores se simplifican y transforman en

$$R_1 = N_{p3} \frac{\ell_2 (\ell_1 - c_1)}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2} \quad [63.88]$$

$$R_2 = N_{p3} \frac{\ell_1 (\ell_2 - c_2)}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2} \quad [63.89]$$

$$R = N_{c3} + N_{p3} \frac{\ell_1 \ell_2}{\ell_1 c_2 + \ell_2 c_1 - \ell_1 \ell_2} \quad [63.90]$$

La presión bajo la zapata resulta por tanto

$$\sigma_t = \frac{R}{a b} \quad [63.91]$$

donde R viene dada por [63.87] o [63.90].

Para el cálculo estructural de la zapata, el valor de σ_t vale

$$\sigma_t = \frac{R - N_{c3}}{a b} \quad [63.92]$$

Es necesario asegurarse que las fuerzas R_1 y R_2 no levantan los pilares. Como hicimos en 63.14 d), adoptaremos la simplificación de que actuando en el pilar 3 la carga permanente más la sobrecarga, no se produzca levantamiento en los pilares 1 y 2, actuando en ellos sólo sus cargas permanentes N_{g1} , N_{g2} , más el peso de sus cimientos, N_{c1} , N_{c2} . Es decir:

$$R_1 \leq N_{g1} + N_{c1} \quad [63.93]$$

$$R_2 \leq N_{g2} + N_{c2} \quad [63.94]$$

Cálculo de las vigas centradoras

La viga centradora 2-3 se representa en la figura 63-53, donde N_{p3-2} representa el esfuerzo axial actuante en el pilar 3 y asignando a la viga centradora 2-3, R_{3-2} tiene análogo significado.

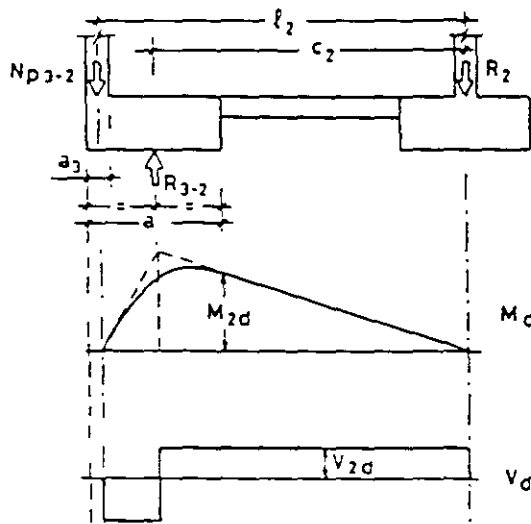


Figura 63-53

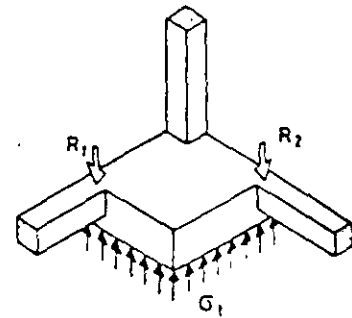


Figura 63-54

Aplicando las ecuaciones de equilibrio

$$N_{p3-2} + R_2 = R_{3-2}$$

$$N_{p3-2} \cdot l_2 - R_{3-2} \cdot c_2 = 0$$

de donde

$$R_{3-2} = R_2 \frac{l_2}{l_2 - c_2} \quad [63.95]$$

$$N_{p3-2} = R_2 \frac{c_2}{l_2 - c_2} \quad [63.96]$$

El cálculo de la viga se hace como en 63.14 d). La viga 3-1 se calcula de forma análoga.

Calculo de la zapata de esquina

Se realiza de forma idéntica a lo expuesto en c). La presión σ_c para el cálculo, vale

$$\sigma_c = \frac{R - N_{c3}}{a_c} \quad [63.97]$$

Obsérvese (fig. 63-54) que al calcular la zapata mediante lo expuesto en c), en el cálculo a corte y punzonamiento, se adoptó un criterio que era correcto para zapatas de esquina aisladas, es decir, sin vigas centradoras. Este criterio es conservador para nuestro caso, ya que despreciamos las reacciones R_1 y R_2 de las vigas sobre la zapata, que naturalmente reducen los esfuerzos cortante y punzonante. No es posible un cálculo más ajustado, ya que no existe un método de cálculo disponible para estudiar el reparto de las fuerzas R_1 y R_2 hacia el interior de la zapata¹.

Cálculo de las zapatas contiguas

Su cálculo debe realizarse descontando de su carga vertical los valores de R_1 y R_2 obtenidos en [63.88] y [63.89] haciendo $N_{pj} = N_{gj}$ donde N_{gj} es el esfuerzo axial debido a la carga permanente.

63.16 ZAPATAS COMBINADAS

a) Generalidades

Se entiende por zapata combinada la que cimenta dos pilares². En general, en este caso, es una buena práctica dimensionar el cimiento de forma que el centro de gravedad de su superficie en planta coincida con el de las acciones. Esto puede conseguirse de varias formas (Fig. 63-55): Una de ellas consiste en construir la zapata de ancho constante, de forma que el centro de gravedad del rectángulo de la planta de la zapata coincida con el punto de paso de la resultante de las cargas de los dos soportes. Esto mismo puede alcanzarse con otras formas de planta, como por ejemplo, la trapezoidal, pero ello tiene el inconveniente de complicar mucho la ferralla, al organizarla con barras de longitud variable, por lo que muy rara vez se recurre a esta solución.

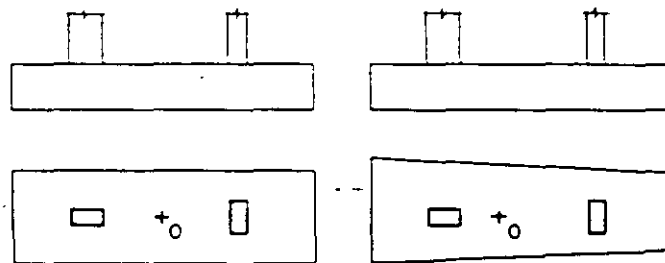


Figura 63-55

- 1 Por supuesto, al existir vigas centradoras no se disponen ni calculan voladizos virtuales. El cálculo se reduce al de la placa apoyada en las vigas centradoras.
- 2 Se excluye naturalmente el caso de pilares contiguos en juntas de dilatación, caso que se trata como el de un pilar único.

Actualmente, por motivos económicos, se tiende a dar a las zapatas combinadas canto constante, aunque a veces, en casos particulares, se emplea la solución indicada en la figura 63-56 con sección en *T* invertida.

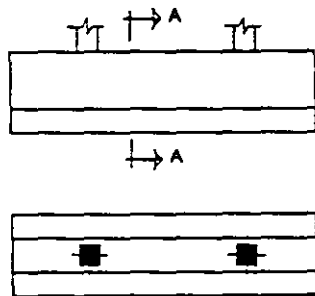


Figura 63-56

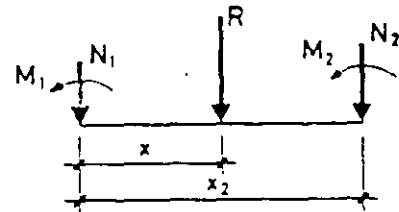
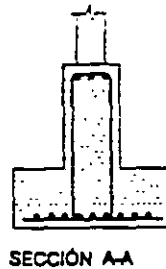


Figura 63-57

El caso más general es el de las dos cargas con dos momentos ¹ (fig. 63-57).

Estableciendo el equilibrio con la resultante *R*, se tiene:

$$\begin{cases} N_1 + N_2 = R \\ M_1 + M_2 - N_2 x_2 = -R x \end{cases} \quad [63.98]$$

de donde:

$$R = N_1 + N_2 \quad [63.99]$$

$$x = \frac{N_2 x_2 - M_1 - M_2}{N_1 + N_2} \quad [63.100]$$

con lo que queda definida la magnitud y posición de la resultante.

Si es posible, el cimiento, generalmente rectangular, se dispone concéntrico con *R*, con lo cual se tiene la ventaja de que las presiones sobre el suelo, si el cimiento va a ser rígido, pueden considerarse uniformes.

Si la coincidencia del centro de gravedad en planta del cimiento con el punto de paso de la resultante no puede conseguirse, la distribución de presiones es variable. En ese caso a partir del valor de *R* y de su excentricidad *e* respecto al centro de gravedad de la planta de la zapata, se aplica el método expuesto en 63.11 para calcular dicha distribución.

Una vez dimensionado el cimiento, de acuerdo con la presión admisible, el valor de *R* y su peso propio debe ante todo calcularse su sección para que la pieza pueda ser considerada como rígida. De acuerdo con la teoría de vigas sobre suelo elástico, la sección del cimiento por un plano vertical que pase por los ejes de los pilares debe ser tal (fig. 63-58) que:

¹ En la práctica los momentos en edificación suelen ser de poca importancia y frecuentemente no se consideran para el cálculo del cimiento. Puede no ocurrir así en otros tipos de estructuras, por lo que se trata aquí el caso general.

$$\ell_2 < 1,75 \sqrt[4]{\frac{EI}{kb}} \quad [63.101]$$

$$\ell_1 < 0,88 \sqrt[4]{\frac{EI}{k_1 c}} \quad [63.102]$$

$$\ell_3 < 0,88 \sqrt[4]{\frac{EI}{kb}} \quad [63.103]$$

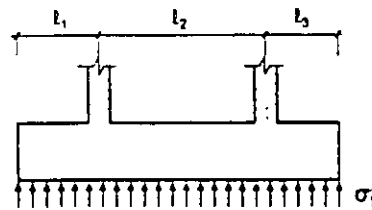


Figura 63-58

Si las tres relaciones anteriores no se cumplen, el cimiento debe ser calculado como flexible por los métodos correspondientes¹.

La hipótesis de rigidéz del cimiento debe ser verificada siempre, salvo que resulte evidente. No debe olvidarse que si dicha hipótesis no resulta cierta las presiones bajo las zonas próximas a los soportes (fig. 63-59) serán mayores que lo previsto y menores en las zonas alejadas. Desde el punto de vista estructural del cimiento esto es favorable, pues al acercar, en definitiva, las cargas a los soportes, se reducirán tanto los esfuerzos cortantes como los momentos flectores. Sin embargo, esto es desfavorable desde el punto de vista del suelo, ya que las presiones máximas sobre éste serán mayores de lo previsto.

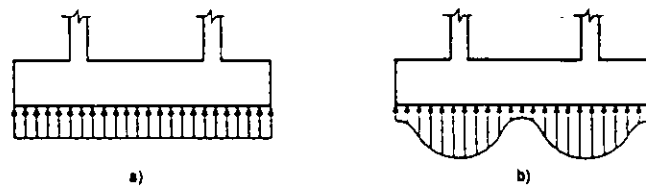


Figura 63-59

b) *Cálculo a flexión longitudinal*

Se calcula como una viga simplemente apoyada con dos voladizos. La armadura resultante se distribuye uniformemente en todo el ancho del cimiento. Usualmente se corre de lado a lado, aunque por supuesto puede interrumpirse parte de la armadura en cara superior o inferior, respetando las reglas generales de anclaje.

Las comprobaciones de fisuración, adherencia y anclaje se realizan de acuerdo con la teoría general de vigas.

¹ Véase una exposición general en (63.1).

c) *Cálculo a flexión transversal*

El tema no es tratado por ninguna Instrucción. Si la pieza es de sección rectangular, una solución práctica (fig. 63-60) es considerar unos voladizos virtuales $AA'BB'$ y $CC'DD'$ en cada soporte con ancho el del soporte más dos cantos y considerar concentrada en su superficie toda la reacción del suelo correspondiente a ese soporte. El voladizo se arma a flexión tomando como luz la distancia desde su extremo a la cara del soporte y la armadura se comprueba a fisuración, adherencia y anclaje como vimos en los capítulos correspondientes.

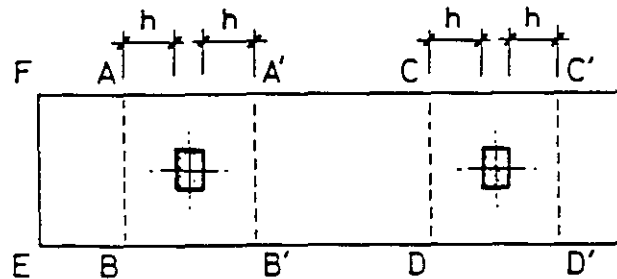


Figura 63-60

En las zonas centrales y en las de voladizo, es decir, en las del tipo $A'CDB'$ y $ABEF$, se dispone como armadura la que cubre un momento igual al 20% del longitudinal correspondiente, es decir, la mínima que EHE establece para placas.

Obsérvese que el método parte de considerar sólo los voladizos como resistentes en sentido transversal, despreciando la resistencia transversal de las zonas restantes.

A primera vista puede resultar extraño que si se ha aceptado la hipótesis de rigidez infinita del cemento en comparación con la del terreno, para la flexión longitudinal, no se acepte la misma hipótesis para la flexión transversal. La razón se aprecia claramente en la figura 63-61 a) en la que figura una zapata combinada de sección rectangular. Si se acepta la hipótesis de reparto rígido para la flexión transversal, como la armadura de flexión longitudinal no está situada en la línea de soportes, sino uniformemente repartida en el ancho de la zapata, la escasa armadura transversal en la zona del soporte no es capaz de encauzar hacia éste las cargas (camino $1 \rightarrow 2$ y $1 \rightarrow 3$ en la fig. 63-61 a). De ahí el método anteriormente adoptado que asegura adecuadamente la transmisión.

En cambio si se emplea la zapata de sección T invertida, el encauzamiento está asegurado $1 \rightarrow 2$ y $1 \rightarrow 3$ en la figura 63-61 b) y la armadura transversal debe repartirse uniformemente a lo largo de la zapata.

Los estribos de corte de los que luego trataremos pueden ser, en sus ramas horizontales, utilizados simultáneamente como armadura de flexión transversal.

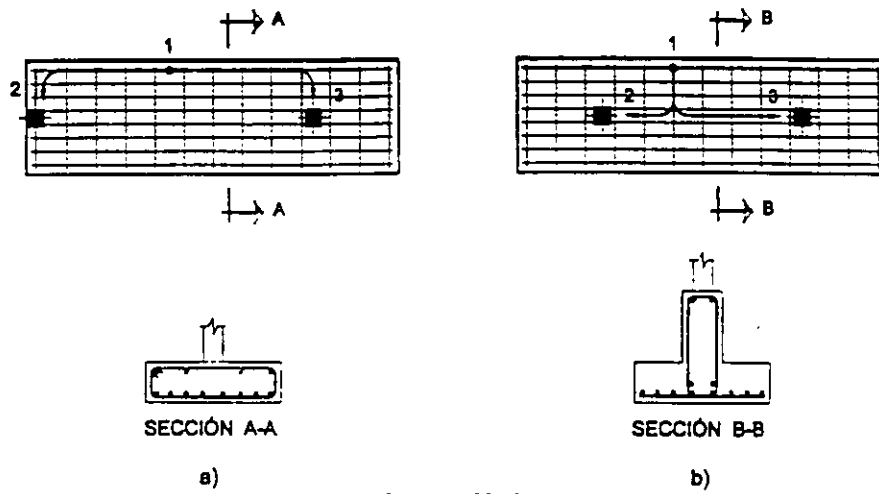


Figura 63-61

d) Cálculo a esfuerzo cortante

La comprobación a cortante se realiza como una pieza lineal (fig. 63-62), comprobando el cortante en las secciones de referencia situadas a una distancia d de la cara del soporte.

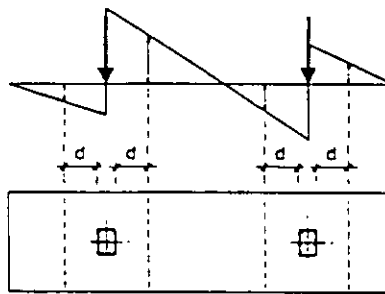


Figura 63-62

En este tipo de cimientos, si son necesarios estribos, su disposición conviene que se ajuste a los esquemas a) o b) (fig. 63-63) si la cota indicada supera la longitud de solape ℓ_b

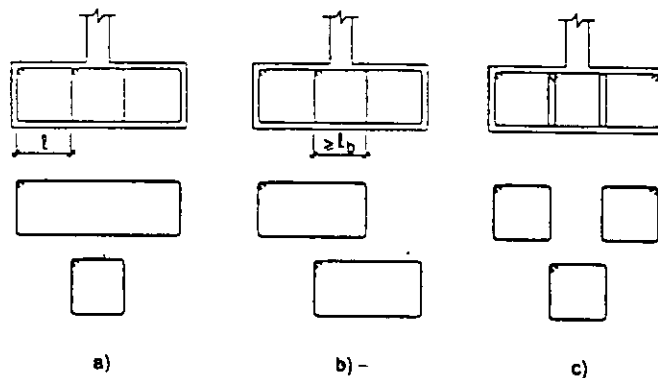


Figura 63-63

En ambos casos, las ramas horizontales de los estribos son útiles como armadura de flexión transversal, cosa que no ocurre en la solución c).

Debe realizarse de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 43.

63.17 VIGAS DE CIMENTACIÓN

Se entiende por viga de cimentación aquella sobre la que apoyan tres o más pilares (fig. 63-64 a)). De nuevo aquí la sección transversal puede ser rectangular (fig. 63-64 b)) o bien adoptar la forma de T invertida (fig. 63-64 c)) con economía de hormigón y acero, pero con un mayor coste de encofrados y mano de obra. La tendencia actual es hacia secciones rectangulares, salvo en grandes cimentaciones, en las que las formas más complicadas pueden compensar desde un punto de vista económico.

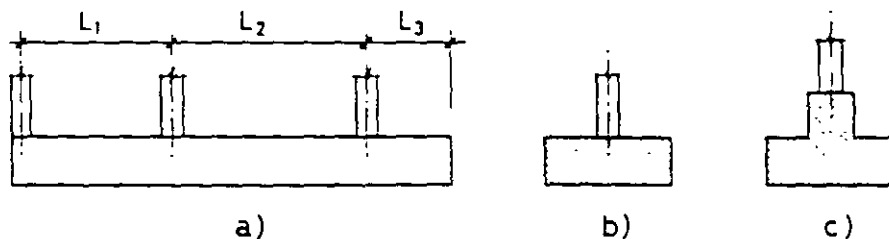


Figura 63-64

Una ventaja a considerar en este tipo de cimentaciones reside en la menor sensibilidad que presentan, con respecto a las zapatas aisladas, frente a un posible defecto local del terreno, oquedad, etc.

El cálculo de este tipo de cimentación es extraordinariamente complejo, y sólo puede ser abordado por métodos aproximados. El ordenador puede representar una ayuda importante, pero tampoco su uso puede conducir a una gran exactitud. El proyectista deberá por tanto desarrollar en todo lo que sigue su propio criterio en muchos aspectos.

La complejidad del problema surge en primer lugar del conjunto suelo-cimiento.

Actualmente existen tres niveles de precisión en el cálculo general de este tipo de cimentaciones:

- El primero (fig. 63-65) supone el cimiento rígido y, por tanto, indeformable, de manera que bajo la acción de las cargas desciende sin flexionar. El terreno no directamente situado bajo el cimiento se supone que no experimenta deformaciones. Este método es el que hemos venido aceptando para zapatas corridas y centradas. Como veremos más adelante, incluso para zapatas, si los vuelos exceden mucho al doble del canto, la hipótesis de rigidez no es exacta; sin embargo, la práctica habitual de hacerlo así durante muchos años, se ha mostrado como satisfactoria; por otra parte, las tendencias actuales a una mayor prudencia en los cálculos, a esfuerzo cortante y punzonamiento de la que se tuvo en el pasado, conducen a zapatas menos flexibles de lo que era habitual, por lo que la práctica de aceptar el reparto lineal se sigue considerando válida para zapatas aisladas.

Para zapatas combinadas, vimos que la hipótesis de rigidez del cimiento no podía ser aceptada "a priori" ni por tanto el reparto lineal y tuvimos que imponer las condiciones [63.101], [63.102] y [63.103] para poder establecerla.

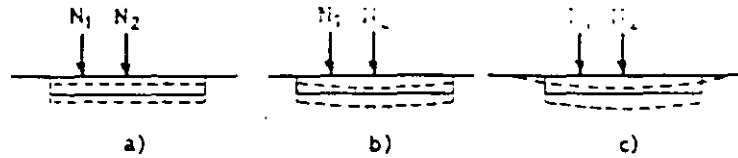


Figura 63-65

- b) Un segundo nivel de precisión en el cálculo es el indicado en la figura 63-65 b), supone que la deformación, común al terreno y al cimiento, es proporcional a la presión producida. También acepta que el terreno no situado bajo el cimiento no se deforma.
- c) El tercer nivel, hoy con estudios avanzados pero de difícil aplicación a la práctica, plantea el problema en forma general, en función de las características tensión-deformación del terreno, de la deformabilidad del terreno y de la deformabilidad del edificio que apoya en el cimiento (y no sólo de su estructura). El terreno que rodea el cimiento experimenta, como realmente ocurre, deformaciones bajo la acción de éste.

Otra fuente importante de incertidumbre surge al considerar la deformabilidad relativa del suelo, el cimiento y la estructura. Esto se indica esquemáticamente en la figura 63-66.

En el caso indicado en la figura 63-66 a), que corresponde a un cimiento muy rígido y a una estructura muy flexible, la distribución de presiones varía según el tipo de suelo, pero con razonable aproximación puede considerarse un reparto de acuerdo con el módulo de balasto.

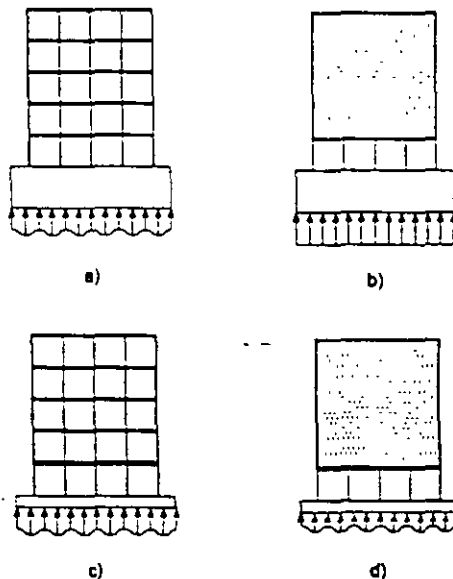


Figura 63-66

En el caso de la figura 63-66 b), tanto el cimiento como la estructura son rígidos¹ y la distribución de presiones puede suponerse linealmente variable.

En el caso c) de la misma figura, estamos ante una estructura flexible y cimiento flexible. Es de aplicación de nuevo el método del módulo de balasto².

En el caso de la figura 63-66 d), el cimiento es flexible y la estructura rígida. No existe un procedimiento riguroso de cálculo, aunque sí aproximado.

Los procedimientos correspondientes de cálculo exceden al espacio aquí disponible. (Véase (63.1).

63.18 EMPARRILLADOS DE CIMENTACIÓN

Si la disposición en planta de los soportes presenta una distribución apropiada (fig. 63-67), es posible adoptar la distribución de vigas indicada en la figura que por supuesto pueden combinarse con los restantes tipos vistos en los capítulos anteriores.

De nuevo aquí debe considerarse la posibilidad de utilizar secciones rectangulares o en T invertida, existiendo la tendencia a la sección rectangular por su economía en encofrado y su mayor sencillez de ferralla.

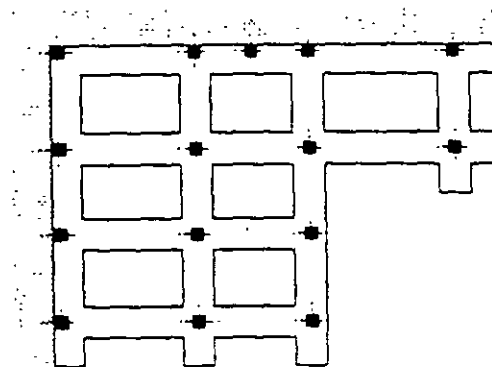


Figura 63-67

Como en el caso de vigas de cimentación, los emparrillados presentan la ventaja adicional de ser menos sensibles que las zapatas aisladas a la existencia imprevista de una quedada o defecto local aislado del terreno.

Siempre que sea posible, sobre todo en vigas flexibles, interesa disponer voladizos, aunque en este caso ello no resulta posible en las vigas que acometen a límites de propiedad.

Las vigas en cada dirección presentan la misma clasificación y tienen los mismos métodos de resolución vistos en 63.17, con el problema adicional de reparto de la carga de cada pilar en las dos vigas que lo reciben.

- 1 Insistimos de nuevo en que lo que importa no es realmente la rigidez de la estructura, sino la del conjunto de la construcción, que puede ser mucho más elevada. Sin embargo, no debe olvidarse que parte de la rigidez extraestructural de muchas construcciones proviene de partes (tabiquería, por ejemplo) que pierden su rigidez, por fisuración, mucho antes de que la estructura y el cimiento alcancen su estado límite último, por lo que se debe ser prudente al contar con ella, salvo en condiciones de servicio, etapa en la que siempre pueden ser consideradas.
- 2 Una flexibilidad excesiva del conjunto puede conducir a una incompatibilidad de los elementos no estructurales de la construcción, en el conjunto cimiento-estructura.

63.19 PLACAS DE CIMENTACIÓN

Como caso límite del emparrillado, se plantea la solución de placa de cimentación. Generalmente, se recomienda que cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas supera el 50 por ciento de la planta de la construcción se estudie el posible interés de una cimentación por placa. Es obvio lo relativo de una regla simplificada de este tipo, establecida con independencia de la presión de cimentación y de las luces entre pilares.

Las ventajas de esta solución son evidentes en cuanto a minimizar la importancia de un defecto u oquedad aislada del terreno. Sin embargo, la idea de que la cimentación por placa es la panacea de cualquier problema es sumamente errónea. La placa presenta problemas estructurales y geotécnicos que deben ser estudiados con especial cuidado.

La tipología básica se indica en la figura 63-68.

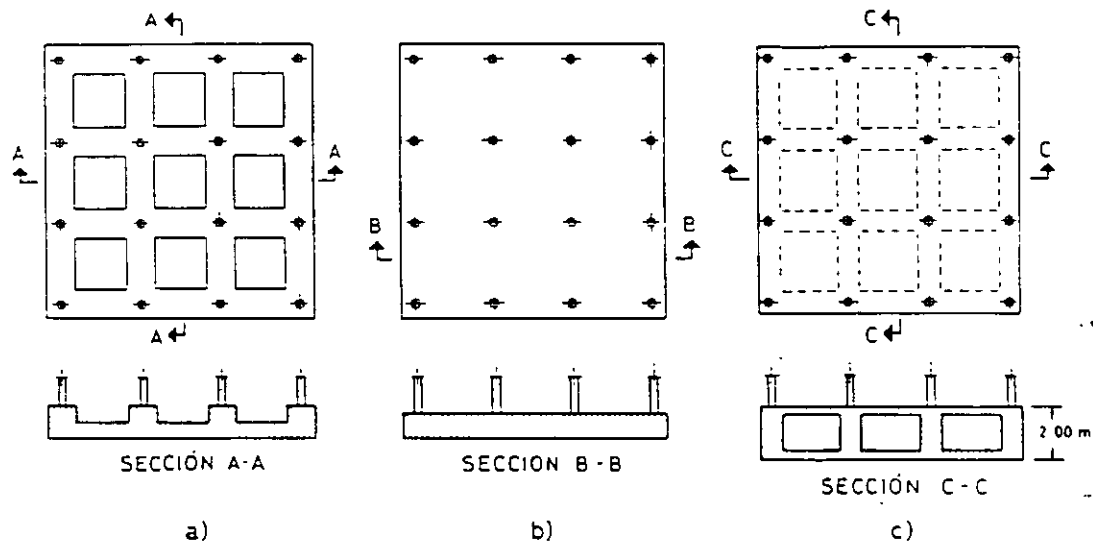


Figura 63-68

La solución a) surge como evolución natural del emparrillado, constituyendo una placa nervada. La solución b) es una nueva evolución de la a), fruto de la tendencia hacia la supresión del encofrado y la simplificación de la ferralla. La solución c) constituye una versión extraordinariamente aligerada, pero presenta evidentes complicaciones constructivas y sólo puede considerarse para casos muy especiales. Para casos normales, la solución b) es habitualmente la más interesante.

En la figura 63-68 los pilares se han dibujado con distribución rectangular de sus ejes en planta. Aun en ese caso, el cálculo estructural presenta serias dificultades y es muy trabajoso por procedimientos manuales. Si como es frecuente la distribución en planta de los pilares no se ordena en malla rectangular, el cálculo con ordenador resulta obligado.

De nuevo debemos considerar los cuatro casos indicados en la figura 63-69.

En el caso de cimientos rígidos y estructura rígida, la interacción cimiento-estructura, que se inició en el caso de vigas y emparrillados de cimentación considerados anteriormente, se acentúa de forma extraordinaria.

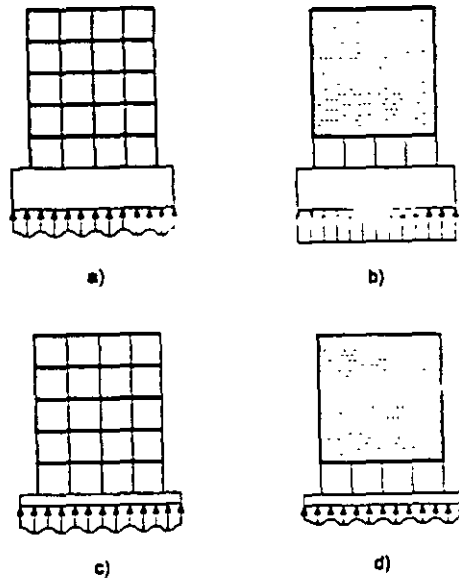


Figura 63-69

63.20 ZAPATAS DE HORMIGÓN EN MASA

Se detallan en el Capítulo 69.

63.21 CIMENTACIONES DE HORMIGÓN PRETENSADO

La solución expuesta en el Capítulo 55 para placas es directamente aplicable a l placas de cimentación. Por supuesto la técnica del pretensado es también aplicable cimientos en general.

Veremos alguna aplicación en el Capítulo 68.

63.22 PILOTES

En general el cálculo del pilote como pieza en compresión centrada se hace con criterios conservadores.

Es evidente el hecho de que en pilotes perforados el vertido y en general la pieza no sean observables, de que el propio vertido se realiza en condiciones difíciles. Por todo ello se sugiere emplear $\gamma_c = 1,7$ ¹, con lo que la fórmula de comprobación resulta:

$$N_d \leq N_u = 0,85 f_{cd} \cdot A_c + A_s f_{yd} \quad [63.104]$$

De acuerdo con el Eurocódigo 2, Parte 3 (63.2) para el dimensionamiento de pilares hormigonados "in situ" sin camisa de chapa, para el cálculo debe emplearse un diámetro de cálculo igual a 0,95 veces el nominal, d_{nom} , cumpliendo además las condiciones siguientes:

$$d_{nom} - 50 \text{ mm} \leq d_{cal} = 0,95 d_{nom} \leq d_{nom} - 20 \text{ mm}$$

¹ La creencia de que el peso del hormigón fresco sobre las capas inferiores incrementa la resistencia y que el terreno al absorber agua del hormigón aumenta su resistencia, son de valor relativo y casi inexistentes en la zona superior del pilote.

Deben respetarse las excentricidades accidentales previsibles para lo que sugerimos los siguientes valores:

$$\left. \begin{array}{l} e = 50 \text{ mm en obras bajo control intenso} \\ e = 100 \text{ mm en obras bajo control normal} \\ e = 150 \text{ mm en obras bajo control reducido} \end{array} \right\} [63.105]$$

63.23 ENCEPADOS

Conviene analizar los casos siguientes:

63.23.1 ENCEPADOS DE UN SOLO PILOTE (Fig. 63-70)

La comprobación se reduce a la de un macizo de apoyo, de acuerdo con lo expuesto en el Capítulo 60. Las excentricidades previstas en [63.105] exigen que este tipo de encepados lleven, como más adelante expondremos, vigas centradoras en las dos direcciones ortogonales.

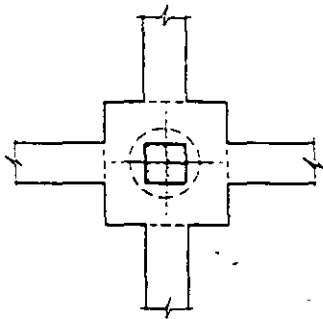


Figura 63-70

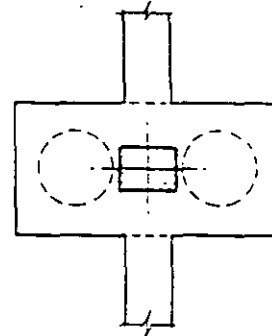


Figura 63-71

63.23.2 ENCEPADOS DE DOS PILOTES. (Fig. 63-71)

Este tipo exige vigas centradoras en sentido ortogonal al plano definido por los dos ejes de los dos pilotes.

De acuerdo con EHE, el encepado puede calcularse por el método de bielas y tirantes (fig. 63-72).

$$T_d = \frac{N_d(v + 0,25 a)}{0,85 d} \quad [63.106]$$

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} \quad [63.107]$$

$$(f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2)$$

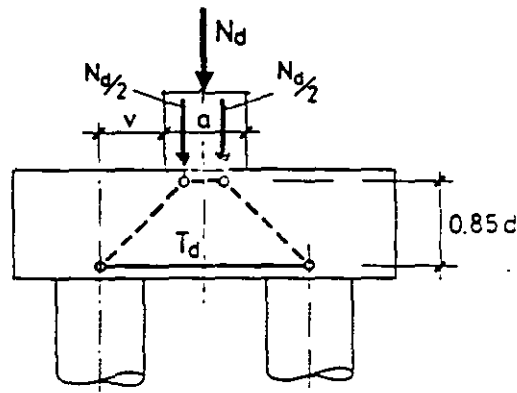


Figura 63-72

Para el anclaje de las armaduras es especialmente interesante el empleo de barras transversales selladas, considerando la presión de reacción del pilote.

Deben disponerse las armaduras A_s y A'_s , indicadas en la figura 63-73. La armadura superficial en forma de estribos verticales y horizontales e_v y e_h , y su área será igual al menos al 4% de la sección del encepado perpendicular a su dirección.

Si en la cepa del pilar actúa un momento M , es necesario emplear una celosía adicional, como en el caso 63.6.1, pero la fórmula [63.107] sigue siendo válida (Fig. 63-74).

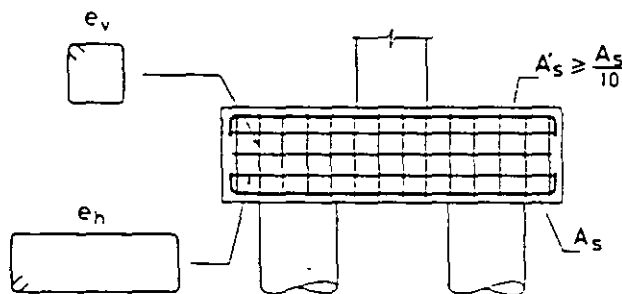


Figura 63-73

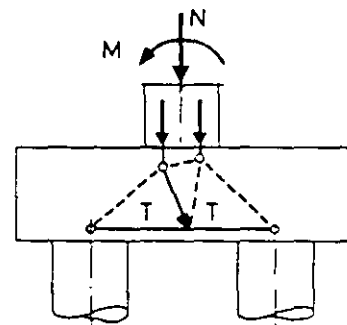


Figura 63-74

63.23.3 ENCEPADOS DE TRES PILOTES

No necesitan vigas de atado, salvo que lo requieran las condiciones sísmicas, que rigen para encepados en idéntica forma a lo expuesto en 66.13 para zapatas.

La armadura principal (fig. 63-75) para el caso de tres pilotes cuyos ejes están en los vértices de un triángulo equilátero es de deducción inmediata

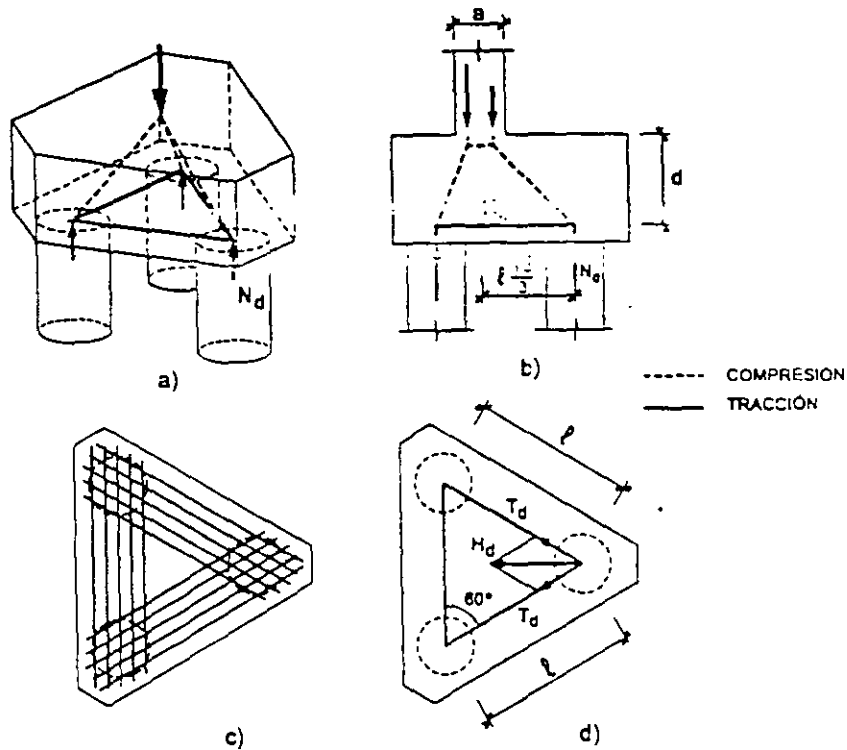


Figura 63-75

y viene dada por:

$$A_s = \frac{0.68}{f_{yd}} \cdot \frac{N_d}{d} (0.58l - 0.25a) \quad [63.108]$$

$$(f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2)$$

donde:

N_d = Esfuerzo axial del pilote más cargado

l = Distancia en horizontal entre ejes de pilotes

a = Lado del pilar

Debe disponerse una armadura en retícula cuya capacidad mecánica en cada sentido no sea inferior a la de las fajas de área A_s .

63.23.4 ENCÉPADOS DE CUATRO PILOTES

El desarrollo es análogo al de los casos anteriores y si los ejes ocupan los vértices del rectángulo (Figura 63-76) de dimensiones l_1 y l_2 ,

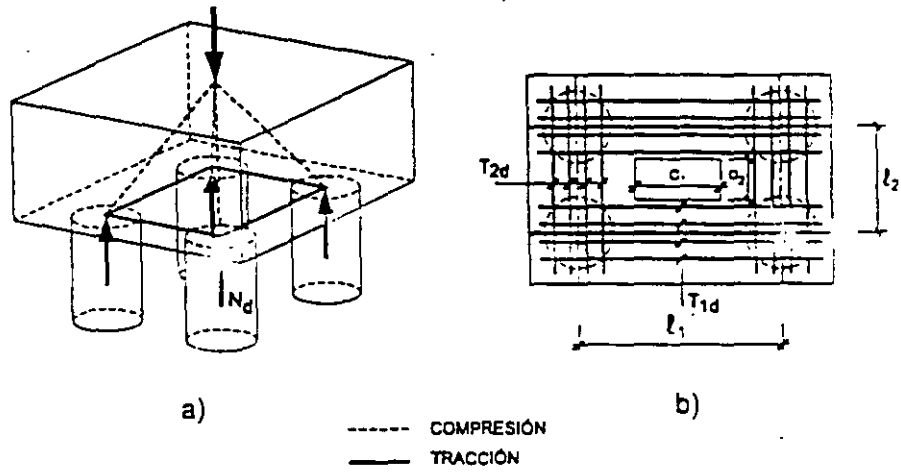


Figura 63-76

se tiene:

$$T_{1d} = A_{s1} f_{yd} = \frac{N_d}{0,85d} (0,5\ell_1 - 0,25a_1) \quad [63.109]$$

$$T_{2d} = A_{s2} f_{yd} = \frac{N_d}{0,85d} (0,5\ell_2 - 0,25a_2) \quad [63.110]$$

$$(f_{yd} \neq 400 \text{ N/mm}^2)$$

En [63.109] y [63.110] N_d es el esfuerzo axial del pilote más cargado.

63.23.5 ENCEPADOS DE SERIES GRANDES DE PILOTES

Es el caso indicado en la figura 63-77.

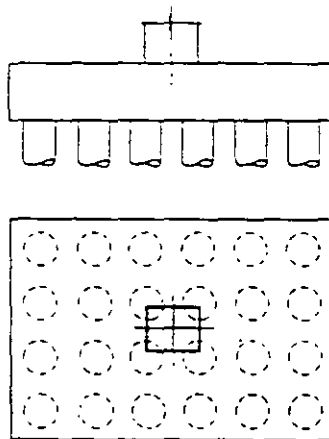


Figura 63-77

El cálculo puede organizarse como el de una zapata, con la precaución adicional de verificar el punzonamiento.

63.24 VIGAS CENTRADORAS

En los casos de encepados de un solo pilote y de dos pilotes, indicamos la necesidad de disponer vigas centradoras.

En el caso de encepados a un solo pilote, son necesarias vigas centradoras en las dos direcciones. Llamamos e a la excentricidad en la dirección de la viga centradora considerada y siendo N el esfuerzo en el soporte y M el momento en su pie en la dirección considerada (fig. 63-78), el valor del momento a transmitir es

$$M_{1d} = \pm(M_d + N_d e) \quad [63.111]$$

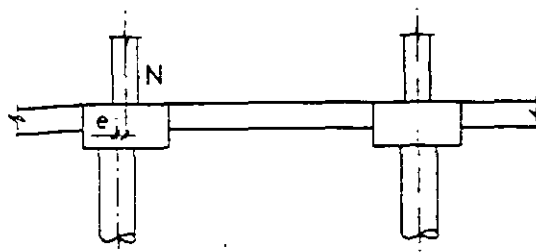


Figura 63-78

y dado que la viga se arma uniformemente basta asignar la mitad del momento a cada viga, si son de rigideces iguales o repartirlo en proporción a las rigideces si son diferentes. Si hay viga a un solo lado, el momento se le asigna a ella.

La viga centradora en el otro sentido se calcula en forma análoga, considerando su excentricidad correspondiente. Es obvio que lo anterior no considera la posibilidad de superposición de defectos de centrado en soportes consecutivos en la misma dirección, pero la probabilidad de que eso ocurra queda, en nuestra opinión, compensada por las posibilidades de plastificación de las vigas. En cambio, creemos que la viga centradora no debe dimensionarse nunca para un momento inferior a:

$$M_{2d} = \pm \frac{1}{1,2} \ell^2 \quad (\text{unidades en } m \text{ y } kN) \quad [63.112]$$

que equivale a aceptar una carga ascendente o descendente de 10 kN/m, que cubra posibles efectos imprevistos (ℓ es la luz entre ejes de encepados). 1, 2.

$$V_{1d} = \frac{M_{1d}}{L} \quad [63.113]$$

$$V_{2d} = \frac{L}{0,2} \quad (\text{unidades en } m \text{ y } kN) \quad [63.114]$$

- 1 La armadura longitudinal total de la viga no debe ser inferior a la de la pieza de atado que corresponda de acuerdo con lo visto en el Capítulo 3, apartado 3.10.
- 2 La carga de 10 kN/m es una regla práctica que cubre las situaciones normales. Si se prevé maquinaria pesada de compactación, posibles asientos de pilotes, expansividad del terreno, etc., la situación debe ser analizada en detalle.

tomándose el que resulte mayor. Las vigas centradoras se arman con armadura simétrica $A_s = A'_s$ y por tanto

$$A_s = A'_s = \frac{M_d}{d'} \quad [63.115]$$

siendo d' el canto entre armaduras.

El esfuerzo cortante se considera constante en toda la luz. El ancho b de la viga no será inferior a $\frac{\ell}{20}$ ni el canto a $\frac{\ell}{12}$ (12.6).

Las armaduras principales se solapan en los encepados de acuerdo con las reglas generales de EHE.

En el caso de encepados de tres o más pilotes, aunque las vigas centradoras no son necesarias, sí deben disponerse piezas de atado de acuerdo con lo que se indicó anteriormente, con las consideraciones que allí se hicieron, según la sismicidad de la zona en que va a construirse la cimentación.

EJERCICIO 63.2

Dos pilotes de $\phi = 550$ mm armados con $6 \phi 12$ de acero B 400, transmiten l. carga de un pilar de $500 \cdot 500$ mm, armado con $8 \phi 16$ y sometido a un esfuerzo axial $N_s = 500$ kN y $N_y = 400$ kN. Calcular su encepado con $f_{ck} = 25$ MPa y acero B 400 sabiendo que la separación entre los ejes de pilotes es de 1,65 m ($\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$)

De acuerdo con las dimensiones mínimas, los vuelos deben ser iguales al rad del pilote = 275 mm, con lo que las dimensiones en planta son de $1,10 \cdot 2,75$ m. Adoptamos $h = 800$ mm con lo que teniendo en cuenta el descabezado de los pilotes $d = 700$ mm.

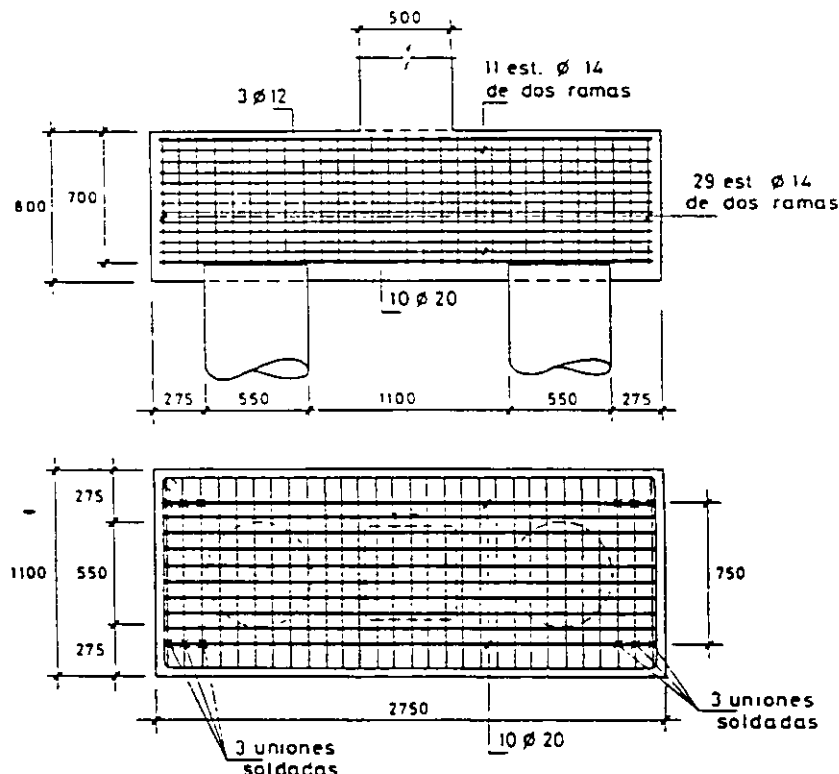


Figura 63-79

De acuerdo con [eq.106]

$$T_d = \frac{900 \cdot 10^3 (575 + 125)}{0,85 \cdot 700}$$

$$\bar{T}_d = 1,059 \cdot 10^3 N = 1,059 \text{ kN}$$

<> 10 ϕ 20

La armadura superior ha de ser

$$A_s = \frac{1,059 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{10}}{348} = 304 \text{ mm}^2 <> 3\phi 12$$

Los estribos en cada dirección han de proporcionar áreas

$0,004 \cdot 800 \cdot 1.100 = 3.520 \text{ mm}^2$ repartidos en 800 mm <> 115 e $\phi 14$ de 2 raras dispuestos horizontalmente, a 65 mm de separación

$0,004 \cdot 800 \cdot 2.750 = 8.800 \text{ mm}^2 <> 29$ e $\phi 14$ verticales de 2 ramas, a 90 mm separación.

El anclaje se soluciona sin prolongación disponiendo los tres últimos estribos soldados a la armadura longitudinal en cada extremo. (Ver Capítulo 46 para anclaje y soldadura).

63.25 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS PARA PIEZAS DE ATADO Y VIGAS CENTRADORAS

Como habitualmente estas piezas están situadas a poca profundidad, sufren cargas especiales apreciables debidas a la acción de la maquinaria de compactación. Tanto la referencia (63.1) como la (63.2) recomienda considerar una carga característica de 10 k N/m debidas a este efecto, salvo que se haga un estudio específico.

Un excelente resumen del tema de Cimentaciones, puede verse en VILLAGA (63.8).

BIBLIOGRAFÍA

- (63.1) CALAVERA, J.: "Cálculo de Estructuras de Cimentación". 2ª Edición. INTERMAC. Madrid. 1991.
- (63.2) ENV 1992-3: Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 3: concrete Foundations. Aug. 1998.
- (63.3) ROBINSON, J.R.: "Eléments constructifs spéciaux du béton armé". Eyrolles. París. 1975.
- (63.4) ACI 318-95: "Buildings Code Requirements for Structural Concrete". American Concrete Institute. Detroit. 1995.
- (63.5) TENG, W.C.: "Foundation Design". Prentice-Hall. New Jersey. 1962.
- (63.6) Norma Sismorresistente NCS-94. Norma de Construcción Sismorresistente. (Parte general y Edificación). Dirección General del Instituto Geográfico Nacional. 1994.
- (63.7) STIGLAT, K., WIPPEL, I.H.: "Placas". Instituto Eduardo Torroja. Madrid. 1968. (Traducción de J. Batanero y F. Morán, Ingenieros de Caminos).
- (63.8) VILLEGAS, L.: "Infraestructuras y forjados". GTED. Santander. 1977.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

CIMENTACIONES PROFUNDAS

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

APUNTES DE CIMENTACIONES
8. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Agustin Deméneghi Colina*

8.1 Nota preliminar

Se emplea una cimentación profunda cuando los estratos someros del subsuelo no tienen las características necesarias para soportar con seguridad las cargas que transmite una estructura, por lo que se hace necesario apoyar los cimientos en estratos profundos que tengan las condiciones necesarias para cumplir los requisitos de seguridad de una cimentación.

Las cimentaciones profundas más usuales para edificios son las pilas o pilotes, que son columnas que quedan dentro del subsuelo y que sirven para transmitir las cargas a estratos profundos. La diferencia entre pilas o pilotes estriba en el diámetro de su sección horizontal; en las primeras el diámetro es mayor o igual que un metro, mientras que los pilotes suelen tener un lado o diámetro menor o igual que 60 cm. Las pilas usualmente se construyen coladas en el lugar o con el procedimiento del "pozo indio"; los pilotes se pueden colar en el lugar o colarse en la superficie del terreno e hincarse a golpes con un martinete (pilotes precolados).

Anteriormente era común utilizar pilotes de madera hincados a golpes, pero actualmente se emplean pilotes de concreto reforzado o concreto presforzado, o pilotes de acero.

Un aspecto importante durante la construcción de pilas o pilotes consiste en verificar que estos elementos tengan una dirección lo más cercana posible a la vertical. Las Normas de Cimentaciones especifican que "la desviación de la vertical del pilote no deba

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

ser mayor que $3/100$ de su longitud para pilotes de capacidad de carga por punta y de $6/100$ en los otros casos".

Generalmente se recomienda que la separación entre los centros de pilotes con un diámetro "d" en su cabeza no sea menor que $2.5 d$. Si la separación es menor, el levantamiento del suelo producido por el hincado de los pilotes puede ser excesivo, y el hincado de cada pilote puede desplazar o levantar a los elementos adyacentes. Por otra parte, una separación mayor que $4 d$ puede ser muy costosa, por lo que la separación comúnmente oscila entre los límites anteriores (Terzaghi y Peck 1967).

El hincado de los pilotes ocasiona desplazamientos del estrato blando, y una expansión de la superficie del terreno, lo que produce un remoldeo del suelo y puede provocar daños a las estructuras colindantes. Para evitar esto, en ocasiones se hace una perforación previa en los estratos blandos, cuya área suele ser de $1/2$ a $2/3$ del área de la sección transversal del pilote; es común que esta perforación se suspenda uno o dos metros arriba del nivel de desplante de los pilotes.

Desde el punto de vista de trabajo físico de los pilotes, éstos se dividen en pilas o pilotes de punta, o pilotes de fricción. Los primeros transmiten las cargas de la estructura a un estrato profundo resistente, mientras que los pilotes de fricción no alcanzan un material resistente, quedando "embebidos" en los estratos blandos, por lo que su capacidad de carga la proporciona fundamentalmente la fricción que se genera sobre el área lateral del pilote.

Existen además pilotes de tipo especial que se emplean para ciertas condiciones particulares, como cuando se presenta hundimiento regional.

8.2 Pilas o pilotes de punta

El propósito de una cimentación a base de pilas o pilotes de punta es transmitir las cargas de la estructura a estratos profundos que reúnan las condiciones necesarias para garantizar la estabilidad de la cimentación.

Consideremos un edificio cimentado sobre pilotes de punta, como el mostrado en la fig 8.1. Debido a que el conjunto de pilotes tiene una rigidez mucho mayor que la del terreno adyacente a la losa de cimentación, en esta clase de cimentación la carga total del edificio la toman los pilotes, y lo único que contribuye a la estabilidad de la cimentación es la subpresión de agua que se presenta en la losa de cimentación (fig 8.1).

Estableciendo el equilibrio de fuerzas verticales

$$\Sigma F_{\text{verticales}} = - W_{ed} - n W_{pil} + U + n C_{pa} = 0 \quad (8.1)$$

donde

W_{ed} = peso total del edificio, incluyendo el cajón de cimentación, en toneladas

W_{pil} = peso de un pilote, en toneladas

U = subpresión de agua, en toneladas

C_{pa} = capacidad de carga admisible por punta del pilote, en toneladas

n = número de pilotes

De la ec 8.1 despejamos el número de pilotes

$$n = (W_{ed} - U) / (C_{pa} - W_{pil}) \quad (8.2)$$

La capacidad de carga admisible en la punta de un pilote se obtiene de la siguiente forma

$$C_{pa} = C_{pd} / FS + u a_p \quad (8.3)$$

siendo C_{pd} = capacidad de carga última en la punta del pilote
 $C_{pd} = q_u a_p$ (8.4)
 FS = factor de seguridad, el cual, después de que se han tomado en cuenta todos los factores que intervienen en la estabilidad de un pilote, no debe ser menor que 2 (Zeevaert 1973)
 u = presión hidráulica al nivel de desplante del pilote
 a_p = área de la sección transversal del pilote

Existen varias teorías para determinar la capacidad de carga última de un suelo q_u (en unidades de esfuerzo). Veremos en este inciso el criterio de Zeevaert.

Criterio de Zeevaert (1973)

La capacidad de carga última del terreno de cimentación está dada por

$$q_u = \alpha_1 (c N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) \quad (8.5)$$

donde α_1 = factor de forma, que para pilotes de sección cuadrada o circular vale 1.2
 c = cohesión del suelo
 p'_v = presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote
 D_r = compacidad relativa del suelo
 N_c y N_q son factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del suelo

Los factores de capacidad de carga N_c y N_q son función del desarrollo que alcanza la superficie de falla del suelo (fig 8.2). Si los pilotes se apoyan sobre la superficie de un estrato resistente (sin penetrar dentro de él), entonces $\beta = 0$ y los factores valen:

$$N_c = \tan (45^\circ + \phi/2) + (\exp [(3\pi/2 - \phi) \tan \phi] - 1) / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi$$

(8.6)

$$N_q = \exp [(3\pi/2 - \phi) \tan \phi] / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (8.7)$$

Los pilotes pueden penetrar dentro del estrato resistente; Zeevaert hace la hipótesis de que el máximo desarrollo de la superficie de falla se alcanza para $\beta = \phi$ (fig 8.2), en cuyo caso los factores N_c y N_q valen

$$N_c = \tan (45^\circ + \phi / 2) + (\exp [(3\pi/2 + \phi) \tan \phi] - 1) / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi \quad (8.8)$$

$$N_q = \cos^2 \phi \exp [(3\pi/2 + \phi) \tan \phi] / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (8.9)$$

Las distancias x y y correspondientes al máximo desarrollo de la superficie de falla (fig 8.2) están dadas por

$$x = B \cos \phi \exp [(3\pi/4 + \phi/2) \tan \phi] / 2 \cos (45^\circ + \phi/2) \quad (8.10)$$

$$y = B \sen \phi \exp [(3\pi/4 + \phi/2) \tan \phi] / 2 \cos (45^\circ + \phi/2) \quad (8.11)$$

Por lo tanto, si los pilotes quedan apoyados sobre la superficie del terreno resistente, se emplean las ecs 8.6 y 8.7 . Si los pilotes penetran dentro del estrato resistente una distancia mayor o igual que "y" (dada por la ec 8.11), se usan las ecs 8.8 y 8.9 . Si los pilotes penetran una distancia menor que "y" , se interpola entre los casos anteriores.

Con frecuencia las operaciones de construcción de pilas o pilotes producen remoldeo del suelo blando alrededor de estos elementos, por lo que se presenta el fenómeno de fricción negativa, que consiste en que el terreno alrededor del pilote se desplaza hacia abajo, "colgándose" del mismo (fig 8.3). Este fenómeno también ocurre en las localidades donde existe hundimiento regional de la superficie del terreno, producido por la consolidación debida al bombeo del agua del subsuelo. La fricción negativa se suma a las acciones que obran sobre el pilote, reduciendo la capacidad de carga de éste, en la forma

siguiente

$$C_{pd} = q_d a_p + u a_p - FN$$

Pero $u = p_v - p'_v$

y $q_d = \alpha_1 (c_u N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1)$

$\therefore C_{pd} = q_d a_p + u a_p - FN$

$$C_{pd} = \alpha_1 c_u N_c (D_r + 0.1) a_p + [\alpha_1 N_q (D_r + 0.1) - 1] p'_v a_p + p_v a_p - FN$$

Pero

$$\alpha_1 N_q [(D_r + 0.1) - 1] p'_v a_p = \alpha_1 N_q [(D_r + 0.1)] p'_v a_p$$

$\therefore C_{pd} = \alpha_1 (c N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) a_p + p_v a_p - FN$ (8.12)

Para obtener la capacidad de carga admisible, el factor de seguridad se aplica al primer término del segundo miembro

$$C_{pa} = [\alpha_1 (c N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) / FS + p_v] a_p - FN$$
 (8.13)

siendo FN la fricción negativa que obra sobre el pilote.

Fricción negativa

Veremos a continuación el método simplificado de Zeevaert (1973) para valuar la fricción negativa. La transferencia de carga de suelo sobre pilote, en una altura dz de pilote, está dada por (fig 8.4)

$$[\partial(FN)/\partial z] dz = 2 \pi r s dz$$

Denominemos ω al perímetro del pilote $\omega = 2 \pi r$ (8.14)

$\therefore d(FN) = \omega s dz$ y $FN = \int_0^L \omega s dz$ (8.15)

La resistencia al corte "s" está dada por

$$s = p_h \tan \phi_p \quad (8.16)$$

donde p_h = presión horizontal sobre el pilote
 ϕ_p = ángulo de fricción interna entre suelo y pilote

Valuemos a continuación la presión horizontal en función de la cohesión "c", del ángulo " ϕ " y de la presión vertical p_v . Con el auxilio de la fig 8.5 se puede demostrar que

$$p_h = p_v (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) - 2 c \text{sen} \phi \cos \phi / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.17)$$

En la arcilla de la ciudad de México se ha observado (Zeevaert 1973) que el hincado de los pilotes produce un remoldeo del suelo que rodea al pilote, formándose un anillo de suelo alterado alrededor del pilote, en el que ocurre un incremento de presión hidráulica, el cual se disipa tan pronto como el agua fluye hacia el suelo circundante y hacia el propio pilote si éste está formado por madera o concreto; un delgado anillo de suelo perfectamente remoldeado se consolida con el tiempo y el suelo tiende a ganar resistencia con este proceso. El incremento de resistencia es máximo en la interfase entre el fuste del pilote y el suelo, donde se presenta el fenómeno de adherencia entre estos materiales. La resistencia al corte exhibe un valor mínimo a una distancia de aproximadamente $r = 1.05 r_0$ a partir del centro del pilote, donde r_0 es el radio del pilote. La arcilla remoldeada se comporta a largo plazo como un material puramente friccionante, con la siguiente ley de resistencia (Zeevaert 1973)

$$s = p'_h \tan \phi_p \quad \text{con} \quad c = 0$$

Haciendo $c = 0$ en la ec 8.17

$$p'_h = p'_v (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$$

Por lo tanto $s = p'_v [(1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)] \tan \phi_p$

Sean $N'_\phi = (1 + \text{sen}^2 \phi) / (1 - \text{sen}^2 \phi)$

y $K_\phi = \tan \phi_p / N'_\phi = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi)$ (8.13)

De la fig 8.6 $p'_v = p'_{v_0} - \Delta p'_v$

$\therefore s = K_\phi p'_v = K_\phi (p'_{v_0} - \Delta p'_v)$

Sustituyendo en la ec 8.15

$$FN = \int_0^L \omega K_\phi (p'_{v_0} - \Delta p'_v) dz$$

$$FN = \int_0^L \omega K_\phi p'_{v_0} dz - \int_0^L \omega K_\phi \Delta p'_v dz$$

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi \int_0^L \Delta p'_v dz \quad (8.19)$$

La forma de la curva de p'_v es similar a la de una parábola (fig 8.6), por lo que la integral del segundo término del segundo miembro de la ec 8.19 vale aproximadamente

$$\omega K_\phi \int_0^L \Delta p'_v dz \cong \Delta p'_v L / 3$$

Sustituyendo en la ec 8.19

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi \Delta p'_v L / 3 \quad (8.20)$$

Pero $FN = a' \Delta p'_v \quad \therefore \Delta p'_v = FN / a'$ (8.21)

siendo a' el área tributaria del pilote.

Sustituyendo la ec 8.21 en la ec 8.20

$$FN = \omega K_\phi \int_0^L p'_{v_0} dz - \omega K_\phi FN L / 3 a'$$

Despejando FN:

$$FN = (\omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_0} dz) / (1 + \omega K_{\phi} L / 3 a') \quad (8.22)$$

siendo

$$K_{\phi} = \tan \phi_p / N'_{\phi} = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.23)$$

EJEMPLO

Determinar la capacidad de carga admisible por punta de un pilote apoyado en el estrato 5 de la fig 8.7. El diámetro del pilote vale 0.4 m y su longitud es 15.4 m. El área tributaria del pilote a' vale 3.0 m^2 . En el estrato resistente $c_d = 3 \text{ t/m}^2$, $\phi_d = 40^\circ$, $D_r = 0.85$; emplear un factor de seguridad $FS = 2$.

Solución

a) Cálculo de la fricción negativa

Se emplean las fórmulas

$$FN = (\omega K_{\phi} \int_0^L p'_{v_0} dz) / (1 + \omega K_{\phi} L / 3 a') \quad (8.22)$$

$$K_{\phi} = \tan \phi_p / N'_{\phi} = \tan \phi_p (1 - \text{sen}^2 \phi) / (1 + \text{sen}^2 \phi) \quad (8.23)$$

La cantidad $\int_0^L p'_{v_0} dz$ representa el área bajo el diagrama de presión vertical efectiva. De acuerdo con la tabla 8.1: $\int_0^L p'_{v_0} dz = 51.67 \text{ t/m}$.

$$\omega = 2 \pi r, \quad r = 1.05 r_0 = 1.05 (0.2) = 0.21 \text{ m}$$

$$\therefore \omega = 1.319 \text{ m}^2$$

Empleando un valor de $\phi = \phi_p = 26^\circ$ en la arcilla remoldeada alrededor del pilote, $K_\phi = 0.3305$

$$a' = 3 \text{ m}^2 \quad L = 15.4 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ec 8.22

$$FN = 10.83t$$

b) Capacidad de carga del pilote

La capacidad de carga admisible del pilote vale

$$C_{pa} = [\alpha_1 (c_d N_c + p'_v N_q) (D_r + 0.1) / FS + p_v] a_p - FN \quad (8.13)$$

$$a_p = \text{área del pilote} = 0.126 \text{ m}^2$$

α_1 = factor de forma, que para pilotes de sección cuadrada o circular vale 1.2

c_d = cohesión del suelo en prueba drenada = 3 t/m^2

p'_v = presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote = $p'_{v_0} - \Delta p'_v$

$$\Delta p'_v = FN / a' = 10.83 / 3 = 3.61 \text{ t/m}^2$$

p'_{v_0} = presión efectiva inicial al nivel de desplante del pilote = 4.83 t/m^2

$$p'_v = 4.83 - 3.61 = 1.22 \text{ t/m}^2$$

p_v = presión total al nivel de desplante del pilote = 19.23 t/m^2

D_r = compacidad relativa del suelo = 0.85

N_c y N_q son factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna ϕ del suelo

Para $\phi = 40^\circ$ y $\beta = 0$, sustituyendo en las ecs 8.6 y 8.7

$$N_c = 95.63 \quad N_q = 81.24$$

Sustituyendo en la ec 8.12

$$C_{pa} = 19.32 \text{ t}$$

Cuando se tienen grupos de pilotes como el que se muestra en la figura 8.8, donde bajo el estrato resistente existen sedimentos de consistencia blanda, la capacidad de carga del grupo de acuerdo con Zeevaert puede calcularse con la expresión:

$$Q_{gu} = 1.82\alpha_c (2L + D) \sum_1^n c_i \cdot \Delta l_i + 4 (B+L) \sum_0^D s_D \cdot \Delta z$$

La ecuación de equilibrio de fuerzas queda:

$$W_a + (FN)_g = \frac{1}{(FS)_g} Q_{gu}$$

donde:

W_a : peso efectivo del edificio
 $(FN)_g$: fricción negativa del grupo de pilotes.

de donde el factor de seguridad para el grupo de pilotes resulta:

$$(FS)_g = \frac{Q_{gu}}{W_a + (FN)_g}$$

Pilotes de fricción

La capacidad de carga de pilas o pilotes de fricción se calcula de acuerdo con Zeevaert, mediante las siguientes expresiones:

$$FP = \frac{\omega \cdot \kappa_0}{1 - \frac{\omega \kappa_0}{3} \cdot \frac{d}{a}} \int_0^d \sigma_{0z} \cdot dz$$

esta expresión es semejante a la utilizada para calcular fricción negativa.

En suelos blandos como los de la ciudad de México, deberá verificarse que no se rebase la resistencia al esfuerzo cortante por fricción, de conformidad con lo que indica la figura 8.9. En tal caso la capacidad por fricción deberá calcularse con la expresión:

$$Q_{fu} = (FP)_c \int_0^{z_0} + \omega_2 \cdot \sum_{z_0}^d (0.3q_u) \cdot \Delta z + \sigma_{bd} \cdot a_p$$

donde:

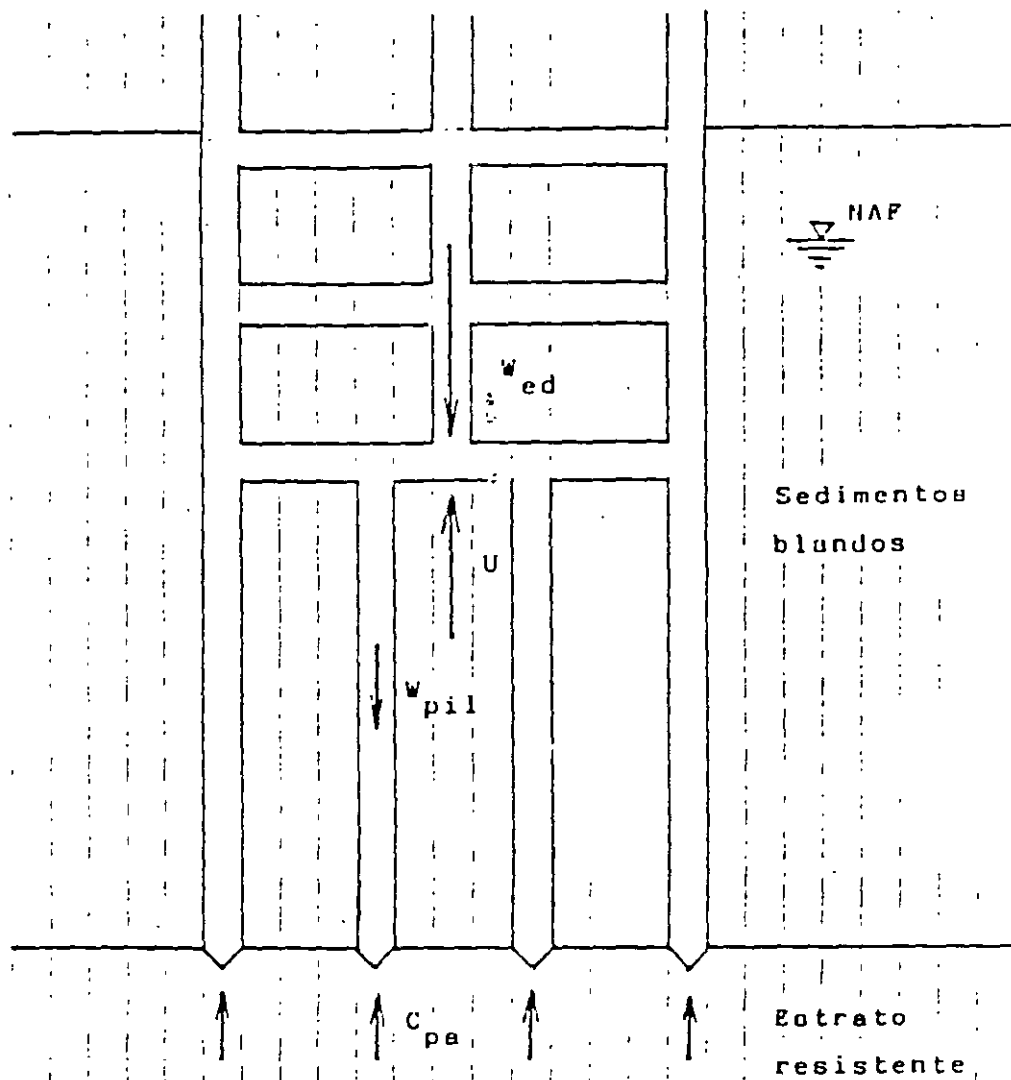
q_u : resistencia en compresión simple
 $\omega_2 = 1.1 (\Pi r_0)$
 a_p : área del pilote
 σ_{bd} : esfuerzo crítico de compresión al nivel de la punta del pilote.

De la misma manera que para grupos de pilotes de punta, en el caso de pilotes de fricción deberá revisarse la capacidad del grupo, según se muestra en la fig. 8.10, de acuerdo con la expresión.

$$Q_{gu} = 4(L+B) \sum_1^n c_i \cdot d_i + 3.64\alpha_c L \sum_1^n s_{ui} \cdot \Delta_i$$

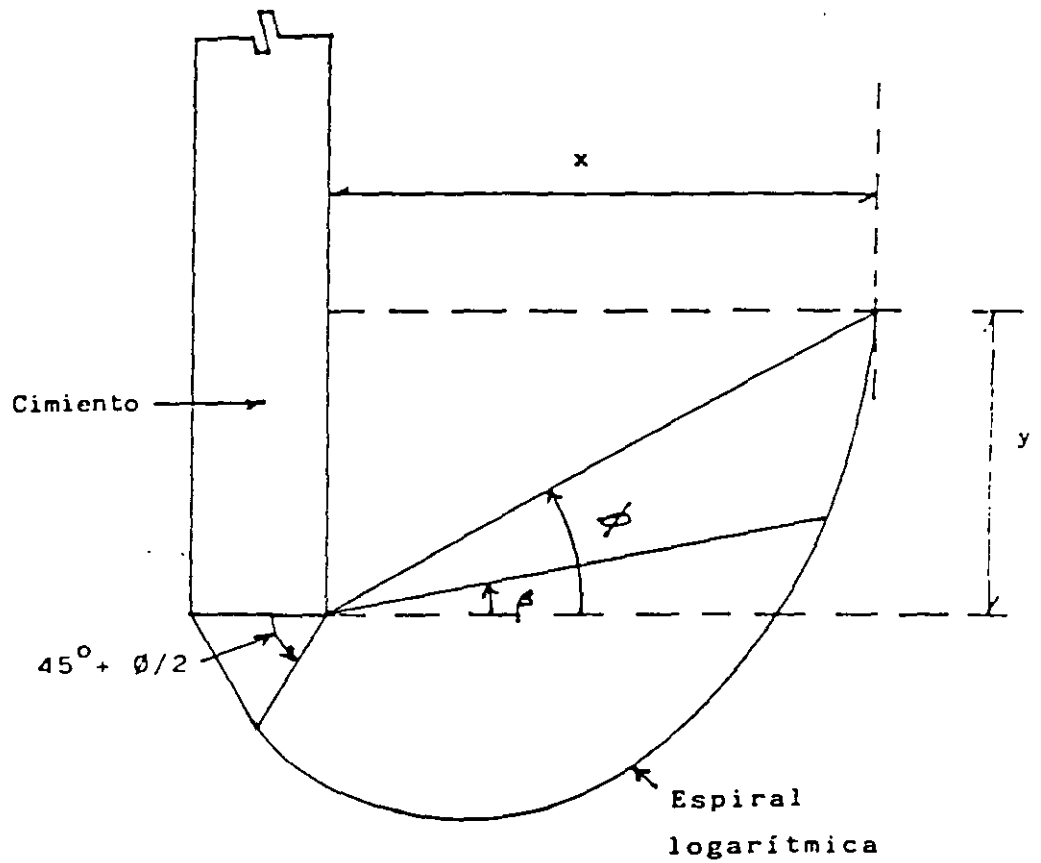
y el factor de seguridad se calculará con

$$(FS)_{gu} = \frac{Q_{gu}}{W_a}$$



FUERZAS VERTICALES EN UNA CIMENTACIÓN CON PILOTES DE PUNTA

FIGURA 8.1



DESARROLLO DE LA SUPERFICIE DE FALLA EN UN CIMIENTO PROFUNDO CONTINUO

FIGURA 8.2

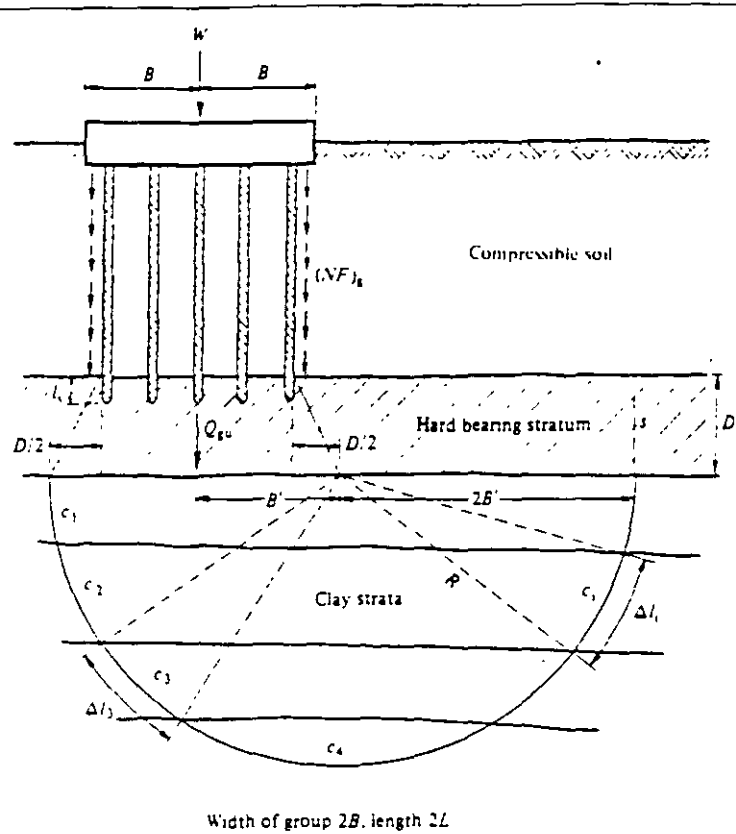


Fig. 8.8 Grupo de pilotes apoyados en un estrato duro sobre un estrato de arcilla.

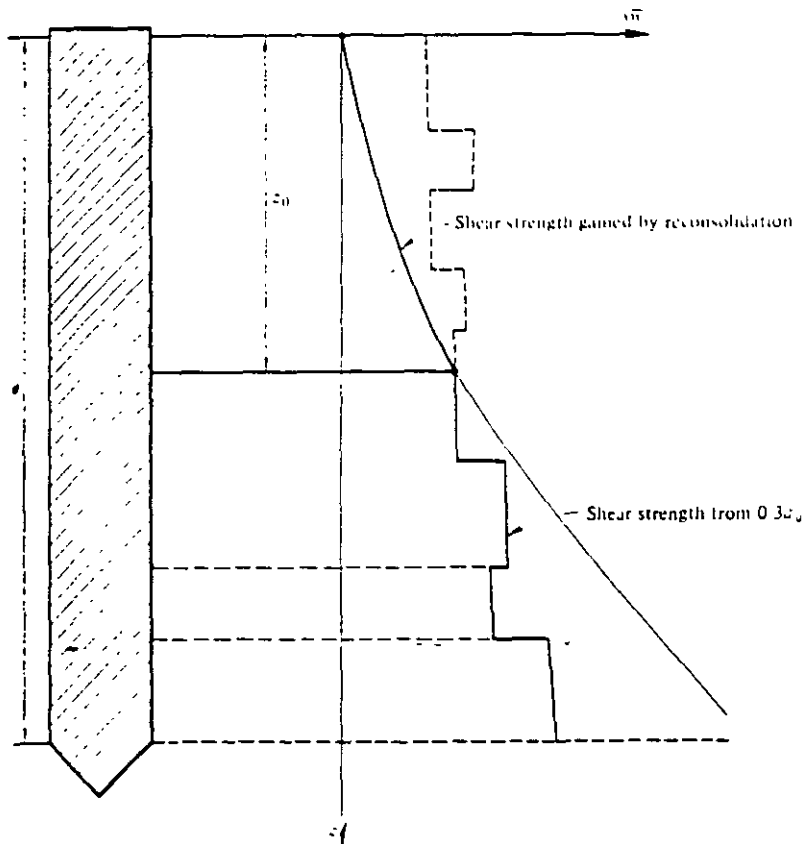


Fig. 8.9 Distribución de la resistencia al esfuerzo cortante en arcilla a lo largo del fuste del pilote

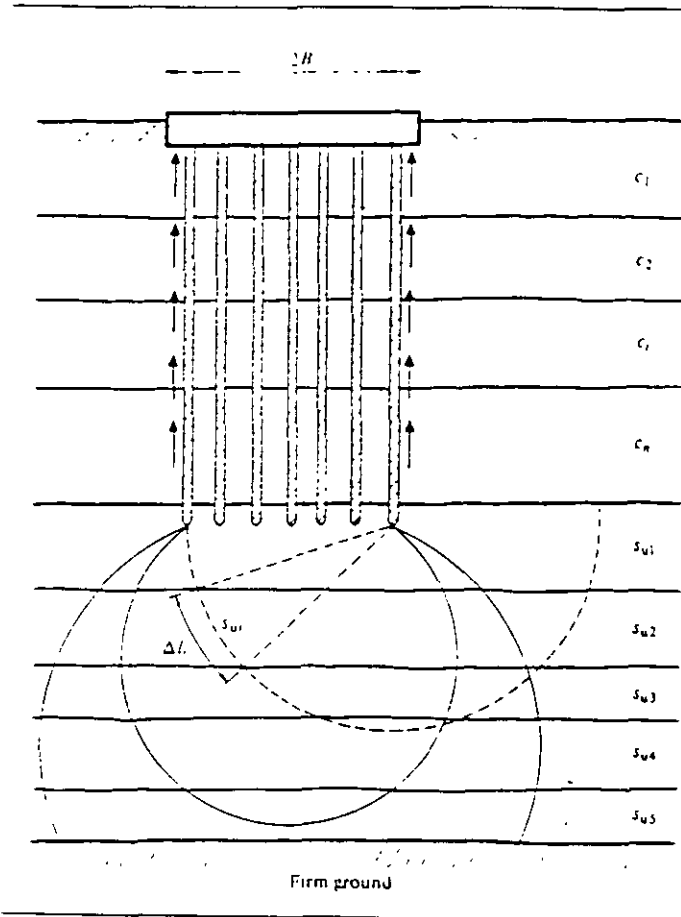


Fig 8.10 Capacidad de carga del grupo de pilotes de fricción



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.

TEMA

EJEMPLO DE INTERACCION ESTATICA SUELO-ESTRUCTURA

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

EJEMPLO DE INTERACCION ESTÁTICA SUELO - ESTRUCTURA

Agustín Demeneghi Colina ¹

Determinar los desplazamientos y los elementos mecánicos en los nudos de la estructura de la fig. 1. Las propiedades son :

Estructura		$E = 1,130,000 \text{ t/m}^2$ $I = 0.05163 \text{ m}^4$
Terreno de cimentación	Estrato 1	$M_z = 0.002 \text{ m}^2/\text{t}$
	Estrato 2	$M_z = 0.0018 \text{ m}^2/\text{t}$

Hágase la hipótesis de que la estructura se puede considerar continua en sus extremos, con un momento flexionante en ellos que tienda a cero.

Solución

a) Análisis estructural

El sistema de cargas sobre la estructura se muestra en la fig. 2. La numeración de barreras y grados de libertad en la fig. 3. Se desprecian efectos de acortamiento de barras y torsión.

La matriz de rigidez de la barra 1 vale (ec. 2).

$$\mathbf{K}_1 = \begin{bmatrix}
 \theta_4 & \theta_5 & \delta_1 & \delta_2 \\
 58341.9 & 29170.95 & -21878.21 & 21878.21 \\
 29170.95 & 58341.9 & -21878.21 & 21878.21 \\
 -21878.21 & -21878.21 & 10939.1 & -10939.1 \\
 21878.2 & 21878.2 & -10939.1 & 10939.1
 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez de la barra 2 vale (ec. 2)

$$\mathbf{K}_1 = \begin{bmatrix}
 \theta_4 & \theta_5 & \delta_1 & \delta_2 \\
 58341.9 & 29170.95 & -21878.21 & 21878.21 \\
 29170.95 & 58341.9 & -21878.21 & 21878.21 \\
 -21878.21 & -21878.21 & 10939.1 & -10939.1 \\
 21878.2 & 21878.2 & -10939.1 & 10939.1
 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

¹ Profesor del Departamento de Geotecnia, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, UNAM.

El vector de cargas de empotramiento de la barra 1 vale (ec. 4)

$$\underline{P}_1^e = \begin{bmatrix} 4.9333 - 0.91667r_1 - 0.41667r_2 \\ -4.9333 - 0.41667r_1 - 0.91667r_2 \\ -7.4 - 0.375r_1 - 1.625r_2 \\ -7.4 - 1.625r_1 - 0.375r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

El vector de cargas de empotramiento de la barra 2 vale (ec. 4)

$$\underline{P}_2^e = \begin{bmatrix} 4.9333 - 0.91667r_1 - 0.41667r_2 \\ -4.9333 + 0.41667r_1 + 0.91667r_2 \\ -7.4 + 0.375r_1 + 1.625r_2 \\ -7.4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de la estructura están dados por suma de las matrices y vectores de las barras 1 y 2, respectivamente. No se considera el grado de libertad 5 (θ_5) porque la simetría es igual a cero.

$$\underline{K} = \begin{matrix} & \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \theta_4 & \theta_6 \\ \begin{bmatrix} 10939.1 & -10939.1 & 0 & -21878.2 & 0 \\ -4.939.1 & 21878.2 & -10939.1 & 21878.2 & -21878.2 \\ 0 & 10939.1 & 10939.1 & 0 & 21878.2 \\ -21878.2 & 21878.2 & 0 & 58341.9 & 0 \\ 0 & -27878.2 & 21878.2 & 0 & 58341.9 \end{bmatrix} & \delta \\ & \delta \\ & \delta \\ & \theta \\ & \theta \end{matrix}$$

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -7.4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 \\ -14.8 + 0.375r_1 + 3.25r_2 + 0.375r_3 \\ -7.4 + 1.625r_2 + 0.375r_3 \\ 4.9333 - 0.91667r_1 - 0.41667r_2 \\ -4.9333 + 0.41667r_2 + 0.91667r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

Tomando en cuenta que por simetría $\delta_1 = \delta_3$, $\theta_4 = -\theta_6$, y utilizando la ecuación matricial:

$$\underline{\mathbf{K}} \underline{\delta} + \underline{\mathbf{P}}^e + \underline{\mathbf{P}}^c = 0$$

se llega al siguiente sistema de ecuaciones

$$10939.1\delta_1 - 10939.1\delta_2 - 21878.12\theta_4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 - 7.4 - 35 = 0 \quad (a)$$

$$-21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 43756.4\theta_4 + 0.75r_1 + 3.25r_2 - 14.8 - 50 = 0 \quad (b)$$

$$-21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 58341.9\theta_4 - 0.916667r_1 - 0.416667r_2 + 4.9333 = 0 \quad (c)$$

b) Hundimientos del terreno

Se emplea la ec. 5

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{n_e} \mathbf{M}_{z_{ij}} \mathbf{H}_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} \mathbf{I}_{ijk} r_k d_k / a_k$$

Los valores de influencia I_{ijk} se obtienen aplicando presiones unitarias y calculando los esfuerzos producidos por estas presiones unitarias. Por ejemplo, el valor I_{111} se determina aplicando una presión unitaria en el área 1 (área de 2 por 2 m²) y calculando el esfuerzo normal vertical $\sigma_z = I_{111} = 0.4878$. Los demás valores de influencia se obtienen en forma similar.

En la tabla 1 se presentan los valores de influencia del terreno de cimentación y en la tabla 2 las magnitudes de los elementos de la matriz de flexibilidades del suelo. Tomando en cuenta que por simetría $\delta_1 = \delta_3$, $r_1 = r_3$, se obtienen los hundimientos δ_1 en función de las cargas r_1 :

$$\delta_1 = 0.000817668 r_1 + 0.000349723 r_2 \quad \text{-----} (d)$$

$$\delta_2 = 0.0000634471 r_1 + 0.00163405 r_2 \quad \text{-----} (e)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

Resolviendo el sistema de ecuaciones a a e :

$$\delta_1 = 0.021759 \text{ m} \quad \delta_2 = 0.020075 \quad \theta_4 = 0.0010381$$

$$r_1 = 26.129 \text{ t/m} \quad r_2 = 11.271 \text{ t/m}$$

e) Elementos mecánicos

Como ejemplo, determinaremos los elementos mecánicos en la barra 1.

Aplicando las ecs. 6 a 9

$$M_4' = 0 \qquad M_5' = 9.717 \text{ t.M} \qquad V_1' = 35 \text{ t} \qquad V_2' = 25 \text{ t}$$

f) Expansiones del subsuelo

Para determinar el efecto de una expansión del subsuelo, consideremos que los puntos 1 y 3 sufren un levantamiento en campo libre de 2.5 cm. La ec. D queda:

$$\delta_1 = -0.025 + 0.000817668 r_1 + 0.00003349723 r_2 \qquad (d')$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones α a e (con la ec. D' en lugar de la ec. D), se halla

$$\delta_1 = 0.00003896 \text{ m} \quad \delta_2 = 0.005754 \quad \theta_4 = -0.0002122$$

$$r_1 = 35.247 \text{ t/m} \quad r_2 = 2.153 \text{ t/m}$$

Hallemos los elementos mecánicos en la barra 1 , aplicando las ecs. 6 a 9 .

$$M_4' = 0 \qquad M_5' = 46.189 \text{ t.m} \qquad V_1' = 35 \text{ t} \qquad V_2' = 25 \text{ t}$$

Nótese el incremento de la reacción r_1 de 26.129 a 35.247 t / m y la disminución de la reacción r_2 de 11.271 a 2.153 t / m. También es significativo el incremento del momento flexionante en el nudo 5. que pasa de 9.717 a 46.189 t . M , con un aumento de 375 %.

TABLA 1

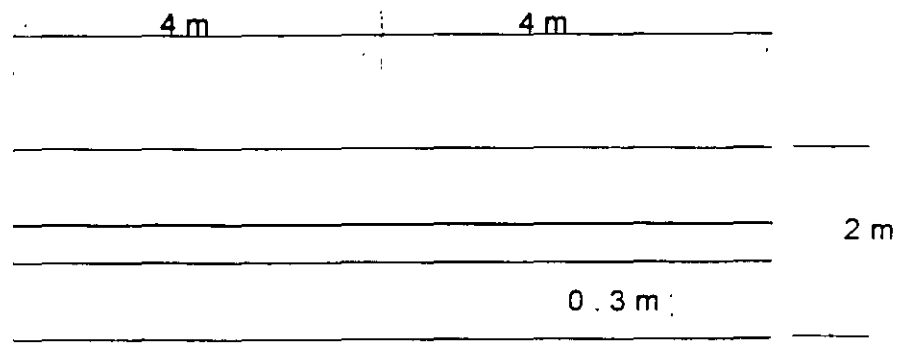
CALCULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA

1	1	1	.4878484
1	1	2	7.820726E-04
1	1	3	7.838011E-04
1	2	1	.2963525
1	2	2	2.385181E-02
1	2	3	4.411916E-04
2	1	1	7.368624E-04
2	1	2	.9756968
2	1	3	7.368624E-04
2	2	1	2.162087E-02
2	2	2	.592705
2	2	3	2.162087E-02
3	1	1	7.838011E-06
3	1	2	7.820726E-04
3	1	3	.4878484
3	2	1	4.414916E-04
3	2	2	2.385181E-02
3	2	3	.2963525

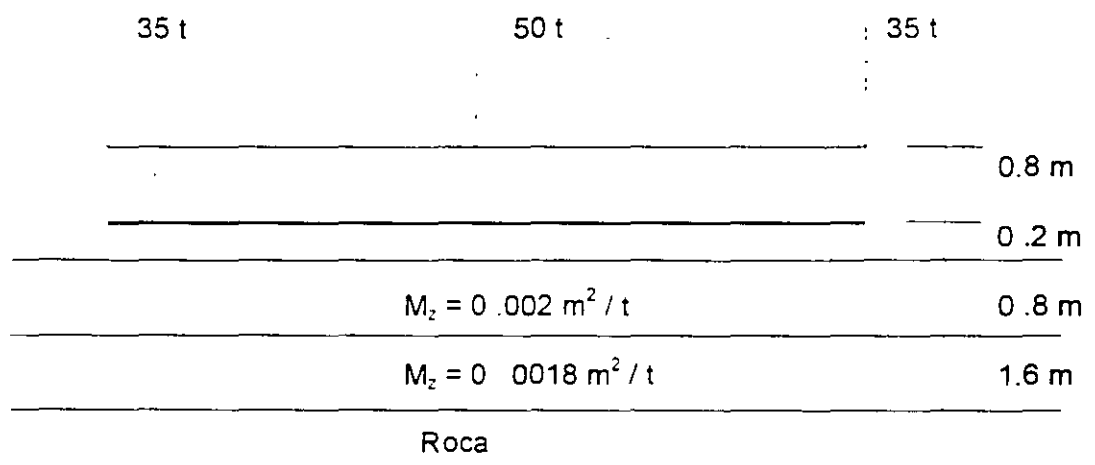
TABLA 2

MATRIZ DE FLEXIBILIDADES DEL SUELO

1	1	8.170263E-04
1	2	3.497227E-05
1	3	6.420184E-07
2	1	3.172354E-05
2	2	1.6340053E-03
2	3	3.0172354E-05
3	1	6.420184E-07
3	2	3.497227E-05
3	3	-8.170263E-04



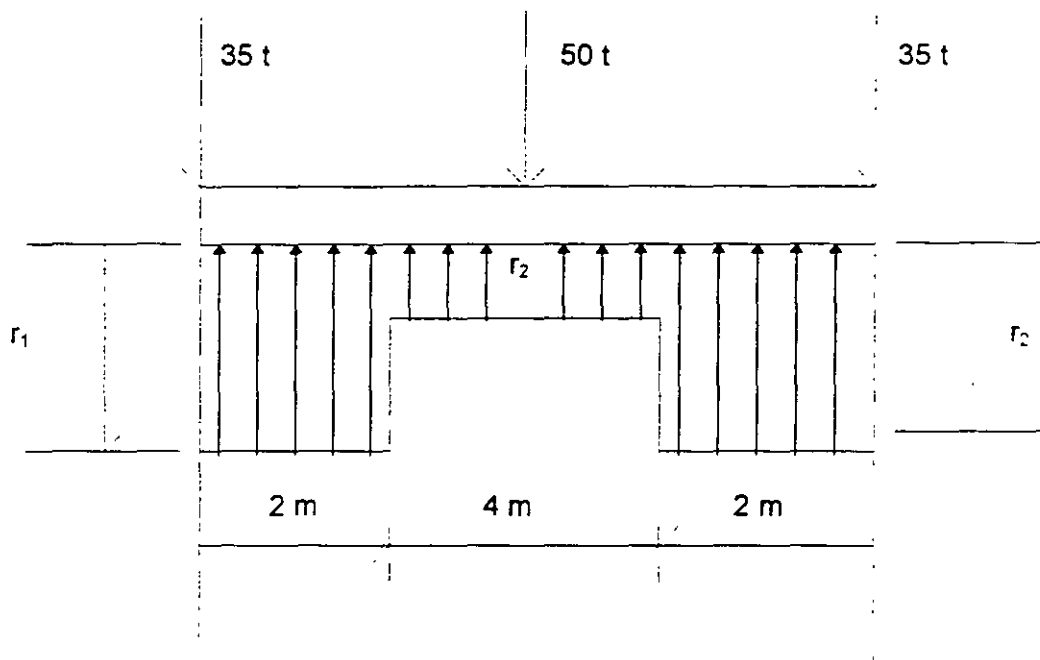
PLANTA



ELEVACIÓN

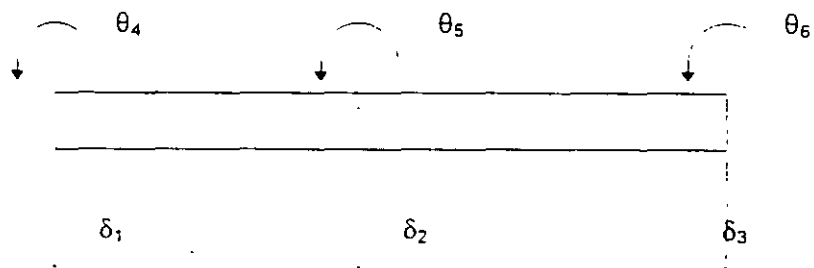
CARACTERÍSTICAS DE ESTRUCTURA Y TERRENO DE CIMENTACIÓN

FIGURA 1



SISTEMA DE CARGAS

FIGURA 2



NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD

FIGURA 3

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO - ESTRUCTURA

MÉTODO ITERATIVO

Agustín Deméneghi Colina ²

La interacción suelo - estructura se puede resolver mediante un método iterativo. Esto tiene aplicación en la práctica cuando se dispone de un paquete o un programa de computadora que sustituye al terreno de cimentación por " resortes ", que representan el módulo de reacción de dicho terreno. Dado que no se conoce *a priori* la constante del resorte, pues depende del diagrama de reacción del suelo, que es lo que justamente se está buscando, se tiene que recurrir a un método iterativo, que consiste en suponer valores iniciales de las deformaciones de la estructura, y por otra las deformaciones del suelo; la diferencia entre deformaciones de estructura y suelo permite ajustar la " constante del resorte "; el procedimiento se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y terreno.

Esta técnica tiene la ventaja de que converge rápidamente, de tal forma que usualmente a la tercera iteración se alcanzan resultados satisfactorios.

Las expresiones que se emplean son las siguientes :

a) En el terreno de cimentación se entra con las cargas (o reacciones) r_i y se determinan las deformaciones δ_i con la matriz de flexibilidades del suelo (se puede iniciar con la reacción uniforme igual a la sumatoria de cargas verticales entre la longitud total de los cimientos); los módulos de reacción K_{vi} se obtienen

$$k_{vi} = \frac{r_i d_i}{\delta_i} \quad (1)$$

b) En la estructura se entra con las k_{vi} y se calculan las deformaciones δ_i ; las reacciones r_i por unidad de longitud (en t / m) se obtienen.

$$r_i = \frac{K_{vi} \delta_i}{d_i} \quad (2)$$

donde d_i es la longitud en que actúa r_i .

Con estos valores de r_i se entra nuevamente al suelo (inciso a), y el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y suelo.

Ilustraremos el proceso anterior con el ejemplo del capítulo anterior. Cabe aclarar que no se obtendrán los mismos resultados, pues en este ejemplo en particular se supone que la reacción

² Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM.

del terreno (a través de los " resortes ") está conectada en los nudos, mientras que en el ejemplo anterior la reacción del suelo se tomaba como repartida. Si se usaran mas " resortes " se alcanzaría una mayor coincidencia entre ambos métodos.

En el terreno de cimentación se había obtenido

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.000817668 r_1 + 0.000349723 r_2 & \text{-----} & (3) \\ \delta_2 &= 0.0000634471 r_1 + 0.00163405 r_2 & \text{-----} & (4) \end{aligned}$$

En la estructura la matriz de rigidez k no cambia. Los vectores de empotramiento y de cargas concentradas valen.

$$\underline{\mathbf{P}}^e = \begin{bmatrix} -7.4 - 35 \\ -14.8 - 50 \\ -7.4 - 35 \\ 4.9333 \\ -4.9333 \end{bmatrix} \quad \underline{\mathbf{P}}^c = \begin{bmatrix} k_{v1} \delta_1 \\ k_{v2} \delta_2 \\ k_{v3} \delta_3 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Utilizando la simetría $\delta_1 = \delta_3$, $\theta_4 = -\theta_6$, y aplicando la ecuación matricial

$$\underline{\mathbf{K}} \underline{\delta} + \underline{\mathbf{P}}^{\theta} + \underline{\mathbf{P}}^c = 0$$

se llega al siguiente sistema de ecuaciones:

$$(10\,939.1 + k_{v1}) \delta_1 - 10\,939.1 \delta_2 - 21\,878.12 \theta_4 - 42.4 = 0 \quad (5)$$

$$-21\,878.2 \delta_1 + (21\,878.2 + k_{v2}) \delta_2 + 43\,756.4 \theta_4 - 64.8 = 0 \quad (6)$$

$$-21\,878.2 \delta_1 + 21\,878.2 \delta_2 + 58\,341.9 \theta_4 + 4.9333 = 0 \quad (7)$$

1ra Iteración

Iniciemos el proceso considerando una reacción uniforme

$$r = (35 (2) + 50 + 37 (8)) / 8 = 18.7 \text{ t / m}$$

Sean $r_1 = r_2 = 18.7 \text{ t / m}$

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 3.4 y 1

δ_1	δ_2	k_{v1}	k_{v2}
m	m	t / m	t / m
0.015944	0.031743	2345.7	2356.4

Estructura. Con los K_{v1} anteriores y aplicando las ecs 5, 6, 7 y 2

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.020700	0.022280	24.28	13.12

2da iteración

Terreno de cimentación. Con los r_i anteriores determinados a partir del análisis estructural y aplicando las ecs 3, 4 y 1

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.020312	0.022979	2390.7	2283.8

Estructura. Con los K_{v1} anteriores y aplicando las ecs 5, 6, 7 y 2

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.020587	0.022403	24.61	12.79

3ra iteración

Terreno de cimentación. Con los r_i anteriores determinados a partir del análisis estructural y aplicando las ecs 3, 4 y 1

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.020570	0.022461	24.63	12.77

Estructura. Con los K_{v1} anteriores y aplicando las ecs 5, 6, 7 y 2

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.020589	0.022422	24.63	12.77

Apreciamos que en la tercera iteración prácticamente coinciden las deformaciones de suelo y estructura.

ITERACIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA EN ARCILLAS EXPANSIVAS

Agustín Deméneghi Colina

1. Cálculo de la iteración estática suelo-estructura

La interacción estática suelo-estructura se puede extender a lugares donde el subsuelo esté formado por arcillas expansivas. En este caso la expansión del subsuelo en un punto i se puede tomar con una deformación que denominaremos δ_{oi} . La deformación del punto i , considerando además el efecto de las cargas r_k estará dada por la siguiente expresión:

$$\delta_i = \delta_{oi} + \frac{\sum_{j=1}^{n_e} M_{zij} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k}{a_k} \quad (1)$$

donde

M_{zij} = módulo lineal de deformación, igual al cociente de la deformación unitaria vertical del estrato j , entre el esfuerzo normal vertical que la ocasiona.

H_{ij} = espesor del estrato j , bajo el punto i .

I_{ijk} = valor de influencia, igual al esfuerzo normal vertical.

R_k = reacción en el punto h , en t/m

d_k = distancia en que actúa r_k

n_e = número de estratos.

n_r = número de reacciones

El levantamiento en un punto se tomará con un valor negativo. Así, si el suelo experimenta en el punto i una expansión en campo libre de 4 cm, $\delta_{oi} = -4$ cm.

Consideremos el ejemplo de Deméneghi (1995) y supongamos que los puntos 1, 3, 7 y 9 sufren una expansión en campo libre de 3 cm. Por lo tanto,

$$\delta_{o1} = \delta_{o3} = \delta_{o7} = \delta_{o9} = -0.03 \text{ m}$$

La ecuación queda

$$\delta_1 = -0.03 + 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_5 \quad (f')$$

Las demás ecuaciones permanecen iguales. Resolviendo el sistema (a) a (h):

$\delta_1 = 0.02478 \text{ m}$	$\delta_2 = 0.02695 \text{ m}$	$\delta_3 = 0.4874 \text{ m}$
$\theta_{10} = 0.00003207$	$\theta_{13} = -0.004690$	
$r_1 = 4.121 \text{ t/m}$	$\delta_2 = 0.443 \text{ t/m}$	$r_3 = 1.287 \text{ t/m}$

Presentamos a continuación la determinación de los elementos mecánicos en las barras 1 y 7:

Barra 1 (dirección x)

Se aplican las ecs 6 a 11, 14 y 15

$M_{10} = -1.457 \text{ t.m}$	$M_{12} = 3.072 \text{ t.m}$
$V_1 = 4.788 \text{ t}$	$V_2 = 1.584 \text{ t}$
$M_{11} = -1.464 \text{ t.m}$	$M_{13} = 1.464 \text{ t.m}$

Barra 7 (dirección y)

Se aplican las ecs 6 a 13

$M_{11} = -1.457 \text{ t.m}$	$M_{17} = 3.072 \text{ t.m}$
$V_1 = 4.788 \text{ t}$	$V_4 = 1.584 \text{ t}$
$M_{10} = 1.464 \text{ t.m}$	$M_{10} = -1.464 \text{ t.m}$

En la fig. 1 se exhiben los elementos mecánicos en las barras 1 y 7. Se han graficado además, para fines de comparación, los elementos mecánicos sin considerar expansión. El incremento más importante se presenta en el momento flexionante (grado de libertad 12) del nudo de derecho de la barra 1 (o barra 7), en el que inclusive se presenta un cambio de signo; el aumento es del orden de 220 %. También se presenta un incremento considerable del orden de 53 % , en el cortante (grado de libertad 2) del nudo derecho.

Lo anterior hace ver la necesidad de tomar en cuenta la expansión del subsuelo, en la interacción estática suelo-estructura.

2. Determinación de deformaciones y propiedades del suelo

En suelos cohesivos parcialmente saturados en que la presión hidráulica $u_v \leq 0$, la presión de confinamiento resultante P_{oe} está dada por la suma de los efectos debidos a la presión debida a peso propio P_{co} (presión total de confinamiento) y los debidos a la presión de succión P_s . La deformabilidad del suelo depende de la presión de confinamiento resultante P_{ce} .

Para fines de análisis de iteración suelo-estructura, conviene separar el problema calculado dos clases de deformaciones:

(a) La deformación debida a la variación de la succión, manteniendo los demás esfuerzos (presiones totales) constantes (deformación en campo libre δ_{oi} , ec 1); y

(b) La deformación debida a incrementos de esfuerzos ocasionados por la estructura, manteniendo la presión de succión constante (segundo término del segundo miembro de la ec 1). Por lo tanto, el módulo $M_{z_{ij}}$ debe determinarse para una succión constante

3. Consideraciones prácticas

Con el empleo de la interacción suelo-estructura se puede determinar en forma más realista los desplazamientos diferenciales en una estructura. A pesar de que el ejemplo aquí presentado no es totalmente representativo de lo que ocurre en una arcilla expansiva, puede sin embargo ilustrar, en forma cualitativa el fenómeno de iteración que se presenta en esta clase de suelo. Tomando los datos del ejemplo, supongamos que la estructura se construyó en la temporada de estiaje y que está sufrió los siguientes asentamientos:

Nudo	Asentamiento cm
1	4.16
2	3.49

Consideremos que por alguna razón se incrementa la humedad del subsuelo (agua de lluvia, rotura de tubería de drenaje, riego, etcétera), y que, en la zona aledaña sufrió una expansión de 3 cm. Los desplazamientos de la estructura, después de esta expansión, quedaron

Nudo	Asentamiento cm
1	2.48
2	2.70

El nudo 1 se levantó $4.16 - 2.48 = 1.68$ cm, mientras que el nudo 2 levantó $3.49 - 2.70 = 0.79$ cm. Es decir, a pesar de que la expansión del suelo (en campo libre) fue de 3 cm, por efecto de las cargas sobre el terreno y de la rigidez de la estructura de cimentación, las deformaciones de la estructura fueron menores.

En términos generales, es conveniente calcular las deformaciones de la estructura para diferentes estados de movimiento. Así, una posible condición consiste en que la estructura se construya en temporada de estiaje, y que sufra asentamientos sólo por incrementos de carga debidos a la estructura; posteriormente, en época de lluvias se incrementa la humedad del subsuelo y ocurrirán expansiones de la arcilla y de la estructura. Otra posible trayectoria de deformaciones puede consistir en que la estructura se construya en época de lluvias, y que la estructura experimente asentamientos por la carga sobre el subsuelo, en temporada de estiaje el subsuelo se enjuntará y se presentarán asentamientos adicionales en la estructura.

Los desplazamientos diferenciales se deberán comparar con los desplazamientos diferenciales tolerables. En la fig. 2 (Bjerrum 1963) y en la tabla 1 (Sowers 1962) se presentan magnitudes de estos desplazamientos tolerables (la fig. 2 y la tabla 1 están tomados de Lambe y Whitman 1969).

Se espera que lo expuesto en párrafos anteriores pueda contribuir a conocer mejor el comportamiento de la interacción estática suelo-estructura en arcillas expansivas. Es obvio que lo que aquí está presentado puede ser apenas el inicio de un programa de investigación mucho más completo sobre el tema

Referencias

Deméneghi, A, "Método tridimensional de interacción estática suelo-estructura", Memorias del X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ing. de Cimentaciones, Vol. 2, Guadalajara, Jal, 1995

Lambe, T W. y Whitman, R V, Soil Mechanics, Willey, 1969

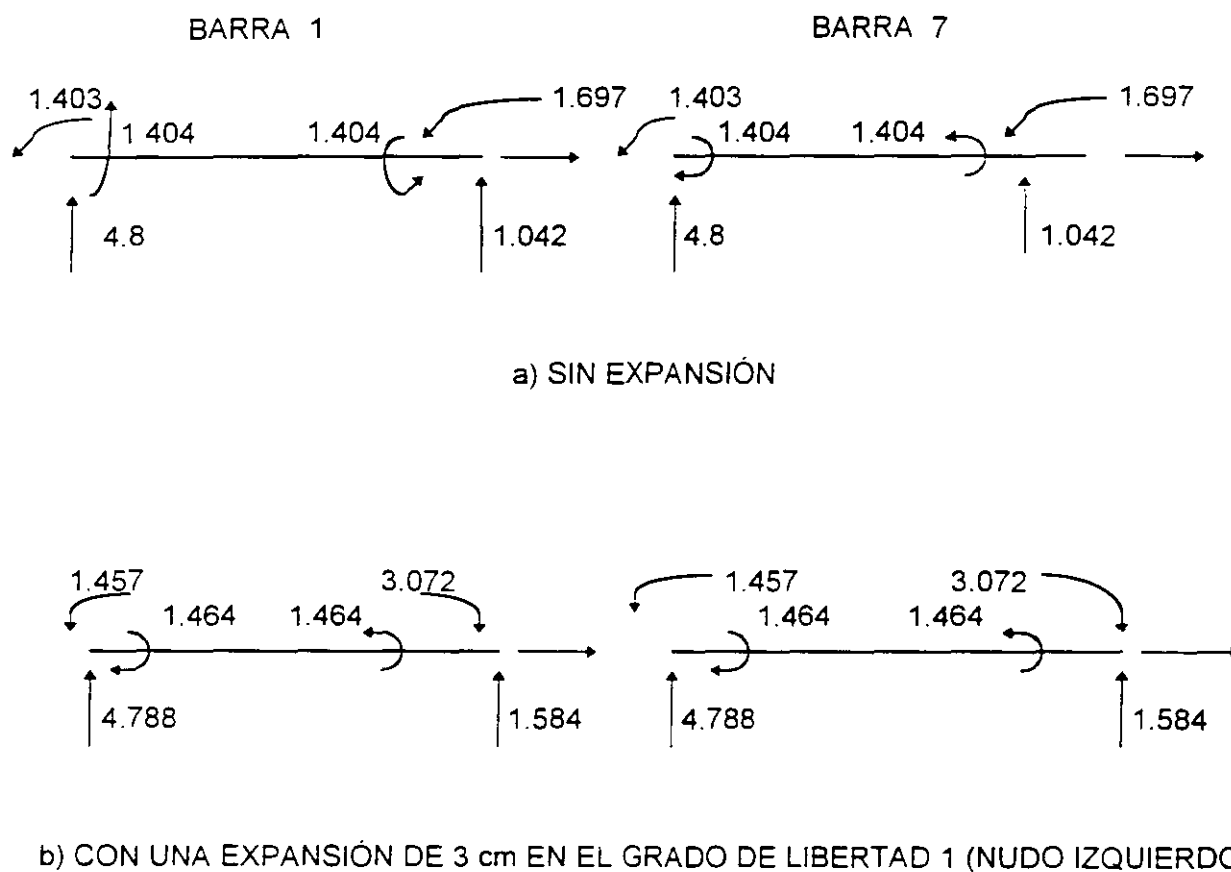


FIGURA 1



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

OBJETIVO DE UNA CIMENTACION

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

Objetivo de una cimentación

El objetivo principal de una cimentación es el transmitir las cargas de una estructura a los estratos resistentes del subsuelo, en forma estable durante su vida útil.

Factores que determinan el tipo de cimentación

1. Cargas
2. Suelo
3. Técnica y economía

Clasificación de cimentaciones.

1. Cimentaciones superficiales.

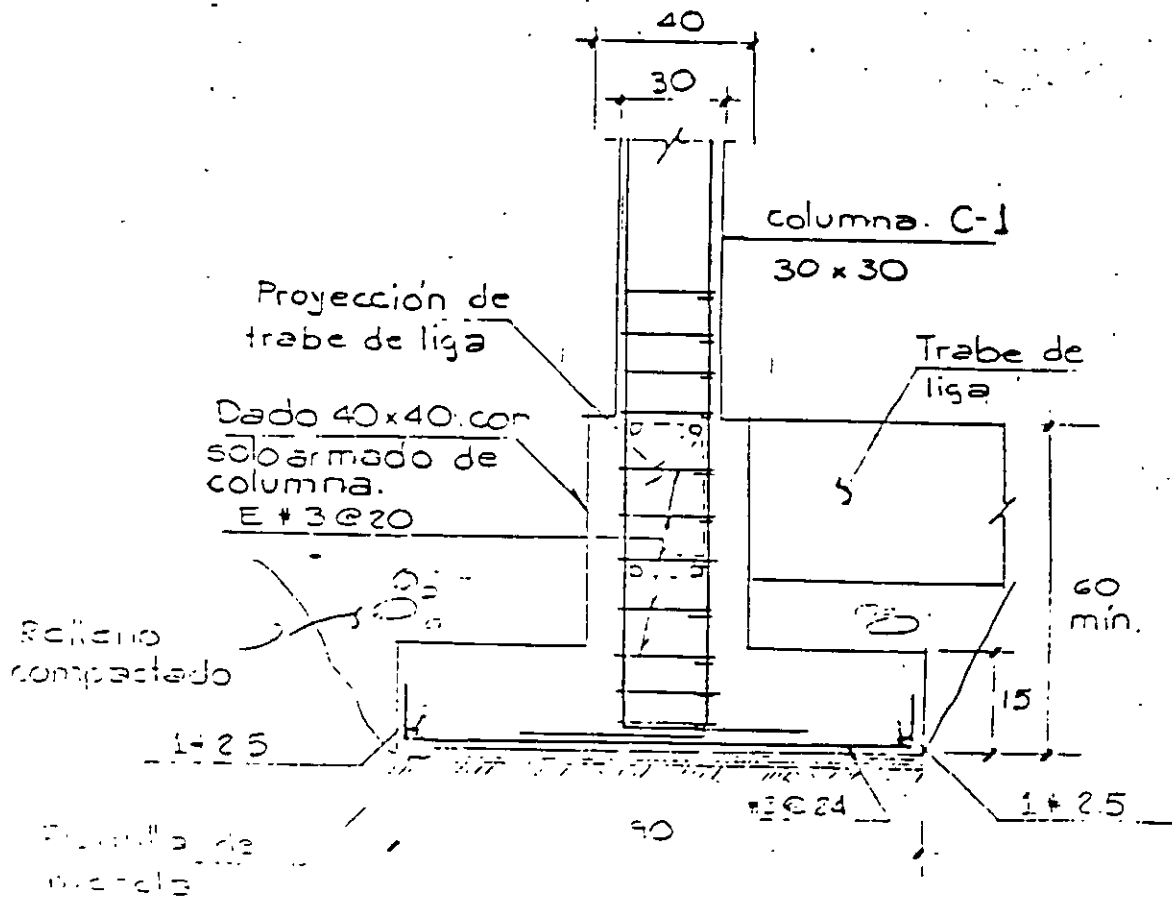
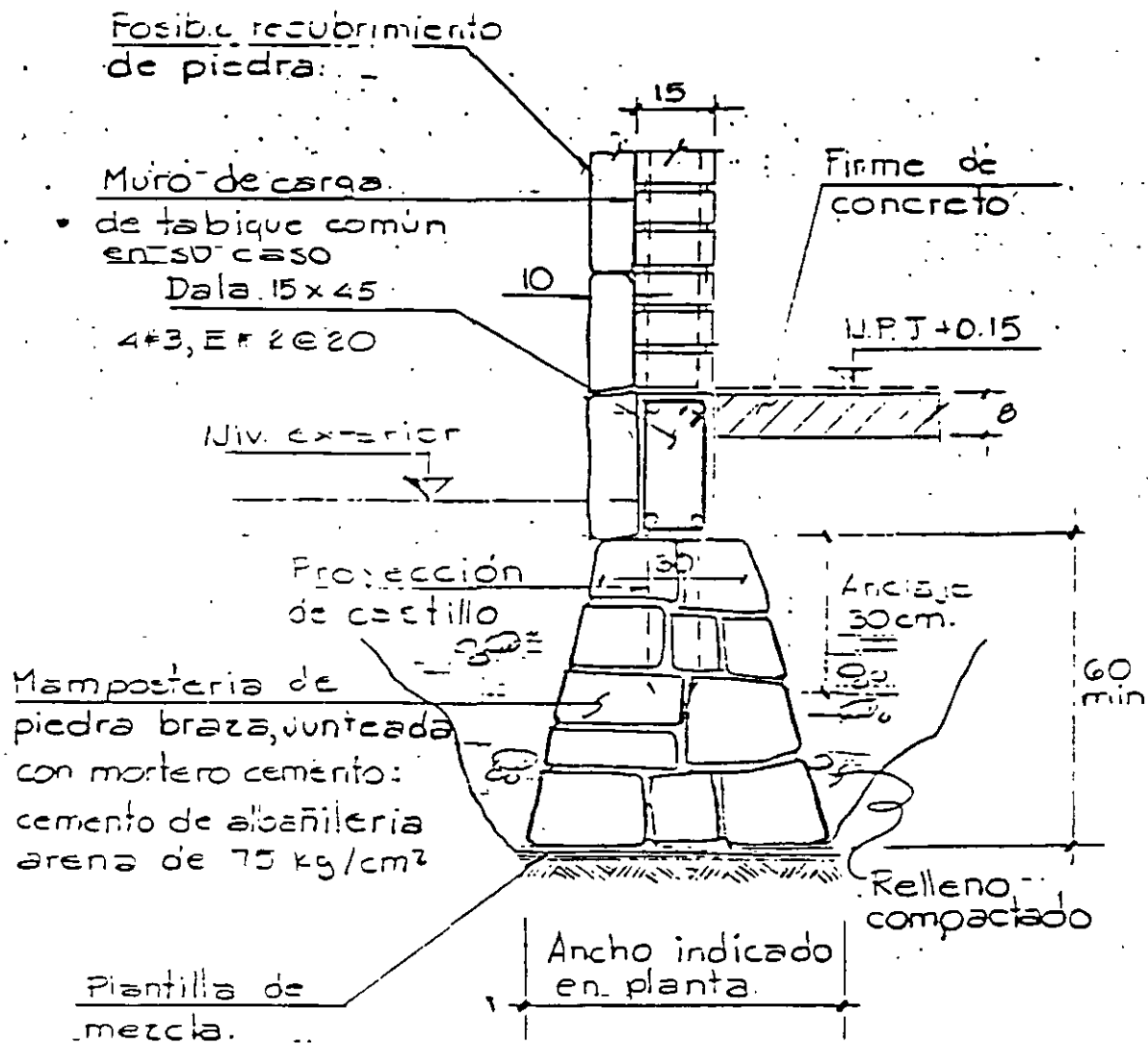
- 1.1. Zapatas aisladas.**
- 1.2. Zapatas corridas.**
- 1.3. Losas.**

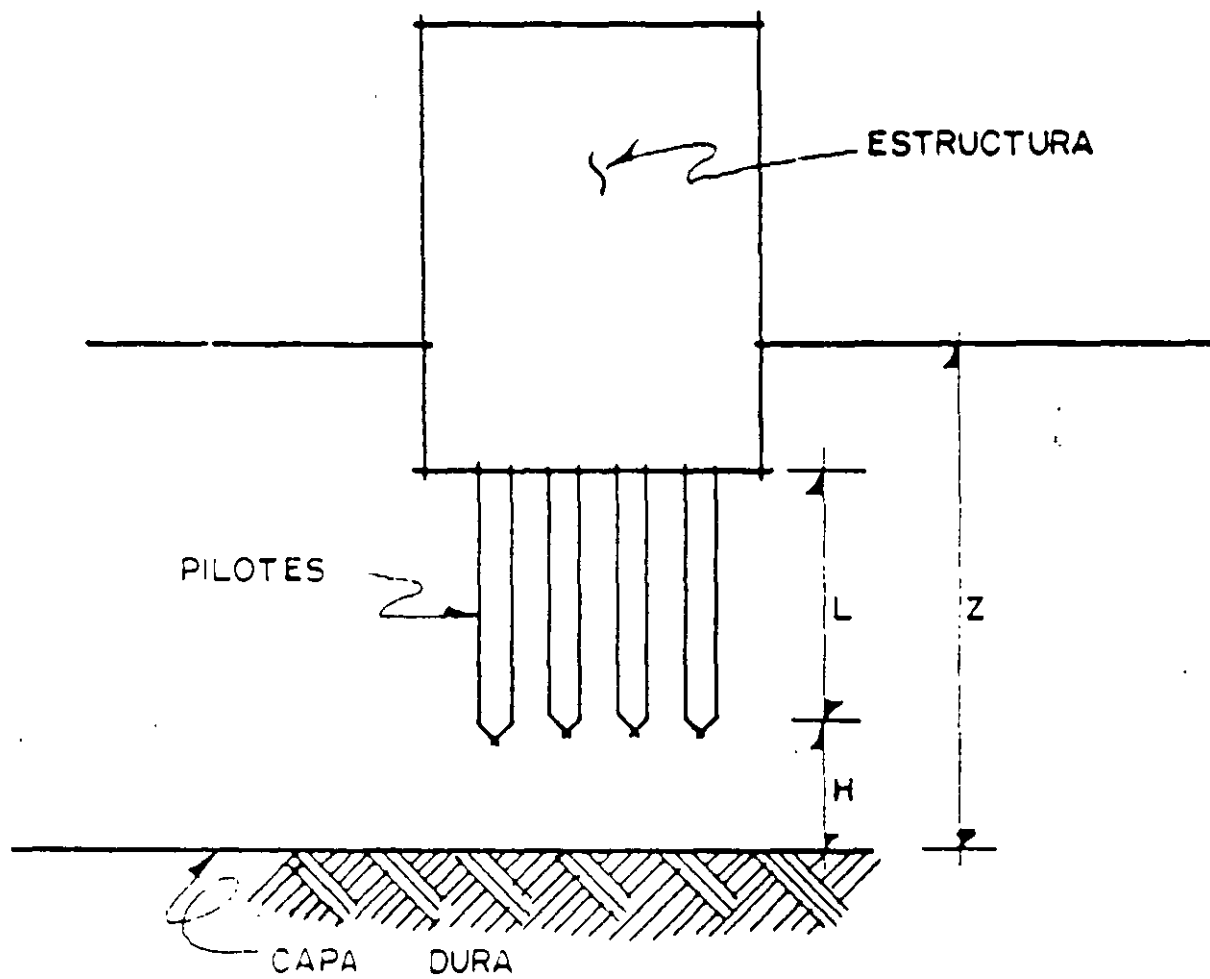
2. Cimentaciones compensadas.

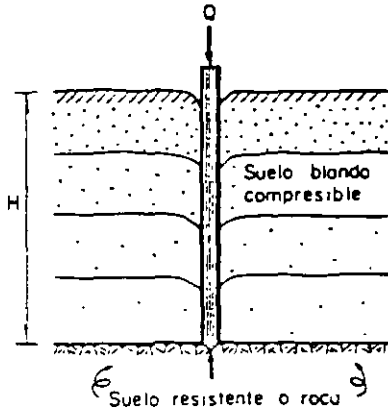
- 2.1. Cajón de cimentación.**

3. Cimentaciones profundas.

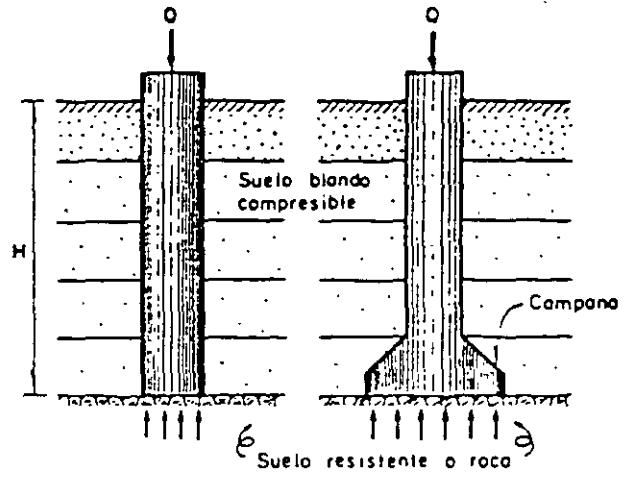
- 3.1. Pilotes.**
- 3.2. Pilas.**



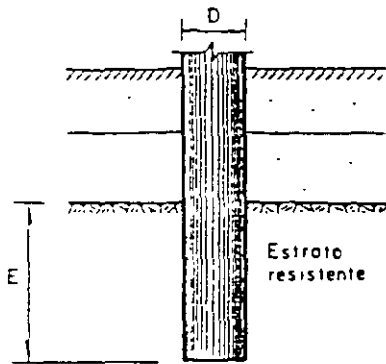




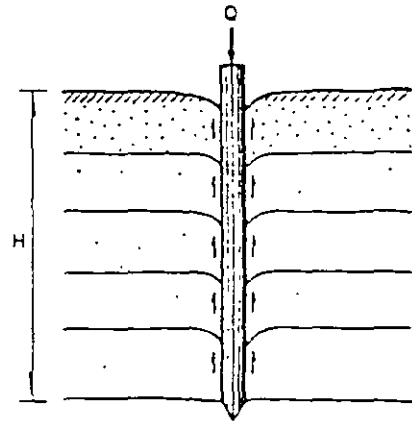
Pilote de punta



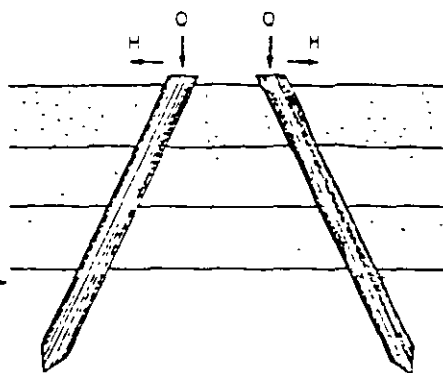
Pilas de punta



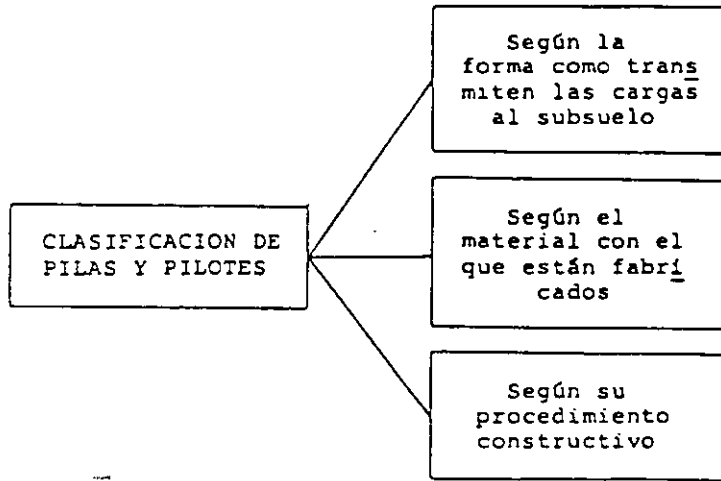
Empotramiento de pilas y pilotes

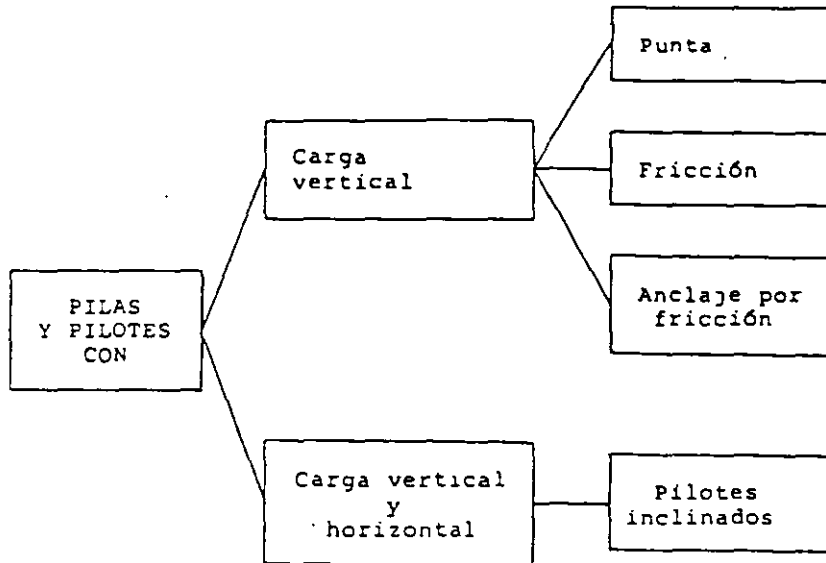


Pilote de fricción

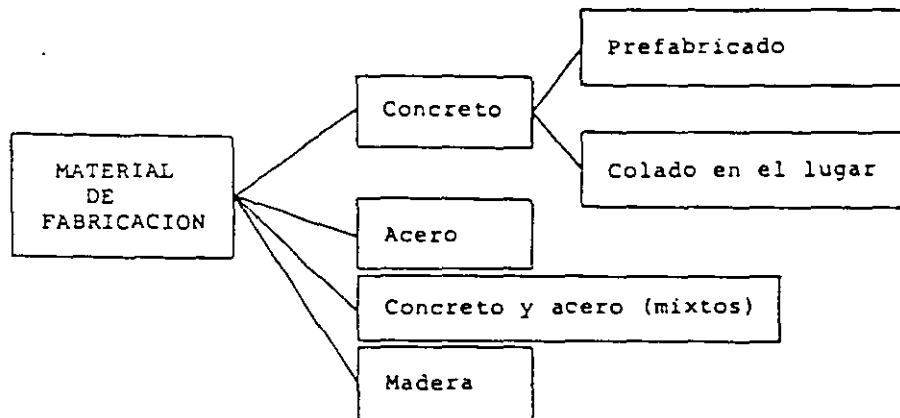


Pilotes inclinados con carga horizontal

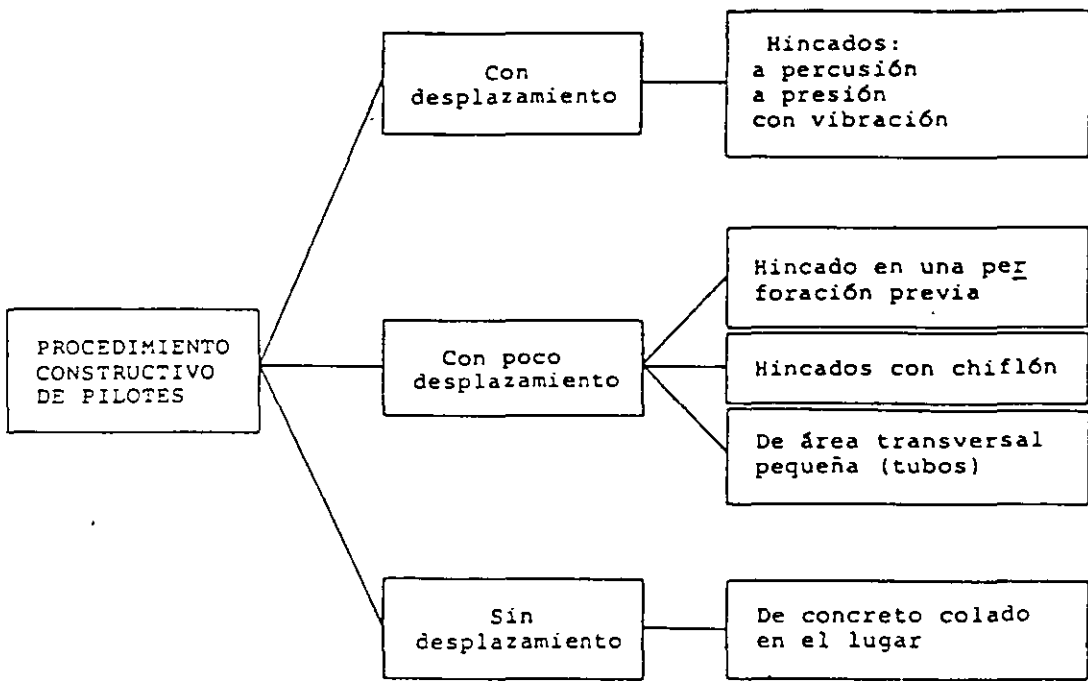




Clasificación de pilas y pilotes según la forma como transmiten las cargas al subsuelo



Clasificación de pilotes según el material con el que están fabricados



Clasificación de pilotes según su procedimiento constructivo

que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones o estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

— Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiendo vigilarse el espesor y humedad de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compactación relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

— Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo actuando sobre el pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro, profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga permisible en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones de contacto

El desplante de cualquier cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos.

Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, en el momento del colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada tramo de pilote y las juntas entre ellos deben diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

a) Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de per-

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

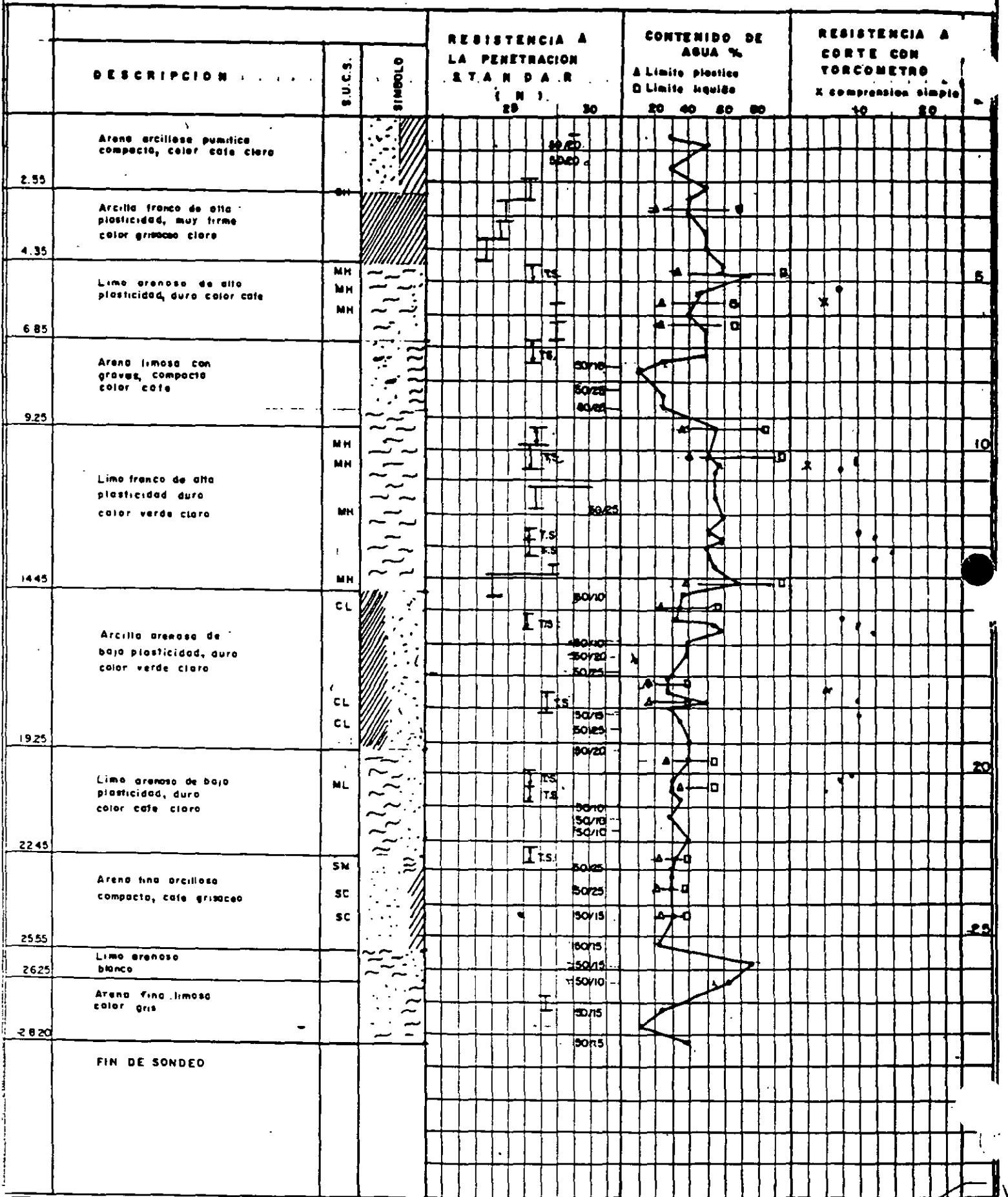
El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

INTERPRETACION DE SONDEOS

La correcta interpretación de los sondeos nos conduce a:

- Seleccionar el equipo adecuado.
- Elegir o diseñar la herramienta idónea.
- Designar en número y capacidad al personal.
- Efectuar programas de obra apegados a la realidad.
- Evaluar un rendimiento.

REGISTRO TIPICO DE ESTATIGRAFIA Y PROPIEDADES



SUELOS NO COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARENA

<u>Número de Golpes</u>	<u>Compacidad</u>
<u>N</u>	
De 0 a 4	Muy suelta
De 4 a 10	Suelta
De 10 a 30	Medio compacta
De 30 a 50	Compacta
De 50 en adelante	Muy compacta

SUELOS COHESIVOS TOMANDO COMO TIPO LA ARCILLA

<u>Número de Golpes</u>	<u>Resistencia a Compresión no Confinada en Kg/cm²</u>	<u>Consistencia</u>
De 0 a 2	De 0 a 0.25	Muy blando
De 2 a 4	De 0.25 a 0.50	Blando
De 4 a 8	De 0.50 a 1.00	Firme
De 8 a 15	De 1.00 a 2.00	Resistente
De 15 a 30	De 2.00 a 4.00	Muy resistente
De 30 en adelante	De 4.00 en adelante	Duro

Procedimientos constructivos.

1. Pilotes.

1.1. Fabricación.

1.2. Perforación.

1.3. Hincado.

2. Pilas.

2.1. Perforación.

2.2. Colocación de acero de refuerzo

2.3. Colocación de concreto.

1.1. Fabricación de pilotes

1.1.1. Material

1.1.1.1. Madera

- Obras provisionales

1.1.1.2. Acero

- Tubular
- Sección H

1.1.1.3. Concreto reforzado

- Sección triangular
- Sección cuadrada
- Sección octagonal

1.1.2. Procedimiento constructivo

1.1.2.1. Construcción de plataformas de fabricación

1.1.2.2. Selección de tipo de cimbra

1.1.2.3. Habilitación del acero de refuerzo de acuerdo con las especificaciones de proyecto

1.1.2.4. Aplicación de desmoldante en la cimbra

1.1.2.5. Colocación en la cimbra del acero de refuerzo habilitado

1.1.2.6. Colocación del concreto dentro de los moldes aplicando vibración

1.1.2.7. Curado del concreto

1.1.2.8. Movimiento y estiba de pilotes

- Permanencia en plataformas de fabricación
- Estiba de pilotes:
levante por medio de asas de izado
apoyo en los puntos de las asas de izado

1.1.3. Equipo básico

1.1.3.1. Caldera de vapor de agua

1.1.3.2. Vibradores de concreto

1.1.3.3. Grúa sobre orugas

1.2. Perforación previa al hincado de los pilotes

1.2.1. Sección

1.2.1.1. Inscrita a la sección del pilote

1.2.1.2. Circunscrita a la sección del pilote

1.2.2. Características

1.2.2.1. Batida

1.2.2.2. Extracción de material

1.2.2.3. Mixta

1.2.3. Profundidad

1.2.3.1. Hasta la cota de desplante de los pilotes

1.2.3.2. Parcial

1.2.4. Ademe

1.2.4.1. Lodo bentonítico

1.2.4.2. Polímero

1.2.4.3. Tubería de acero

1.2.5. Equipo básico

1.2.5.1. Perforadora rotaria

1.2.5.2. Herramienta de perforación

1.2.5.3. Dosificadora de bentonita

1.3. Hincado de pilotes

1.3.1. Procedimiento constructivo

1.3.1.1. Izado de pilote

1.3.1.2. Lanzado de pilote

1.3.1.3. Unión de tramos de pilote

1.3.1.4. Aplicación de energía dinámica

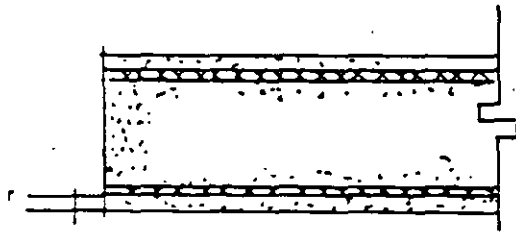
1.3.2. Equipo básico

1.3.2.1. Grúa sobre orugas

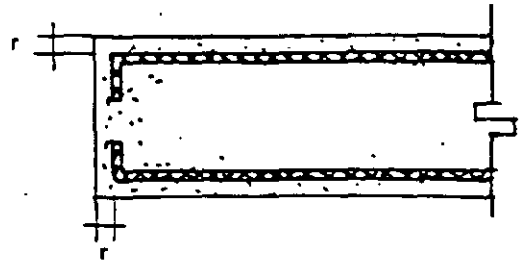
1.3.2.2. Martinete

1.3.2.3. Resbaladera

1.3.2.4. Sufridera

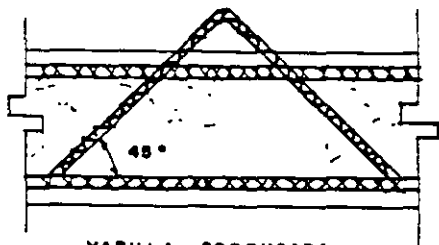


CORRECTO

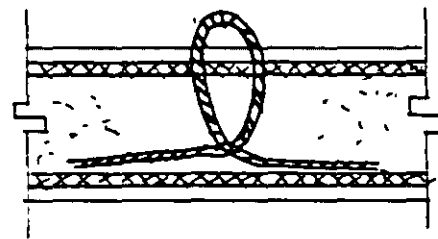


INCORRECTO

FIG 30



VARILLA CORRUGADA



CABLE

(NO. PILOTES $\times 2e$) - $e + 50 \text{ cm} = A$

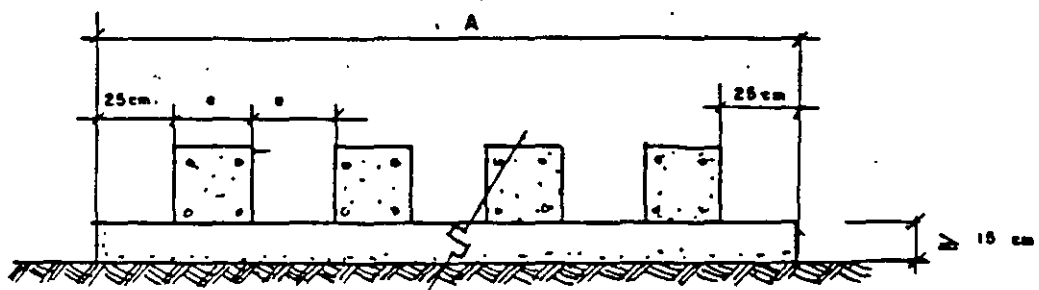


FIG 26

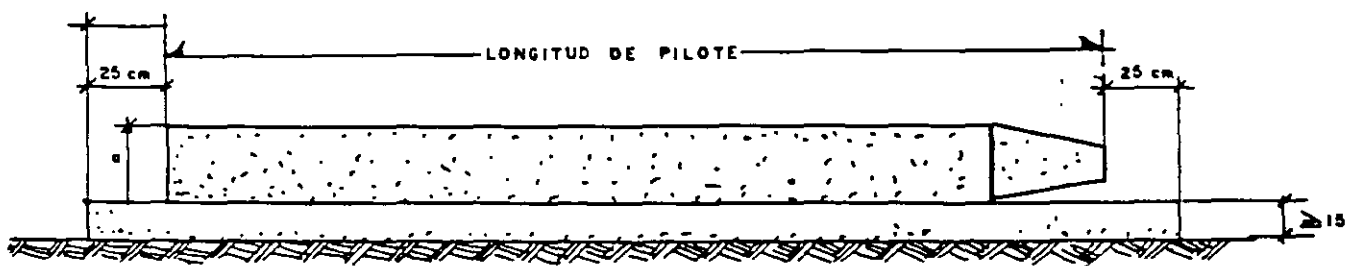


FIG 27

INCORRECTO

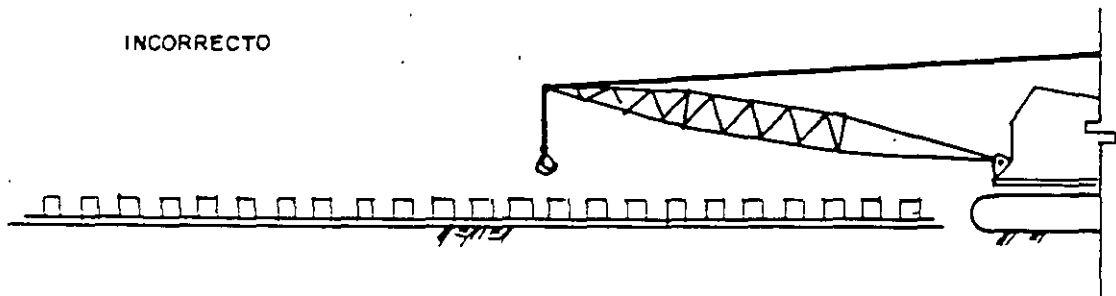


FIG 28

CORRECTO

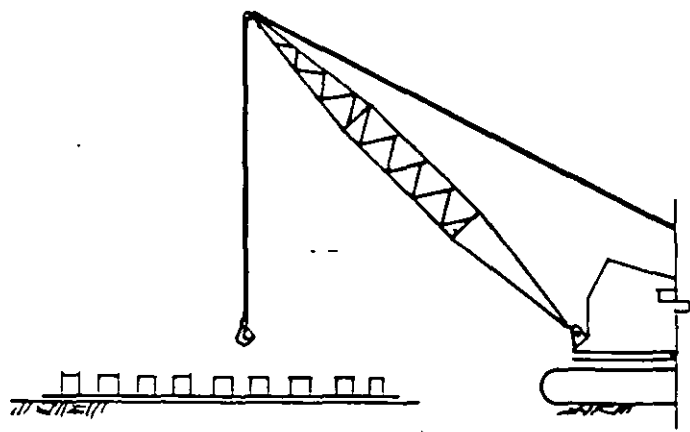
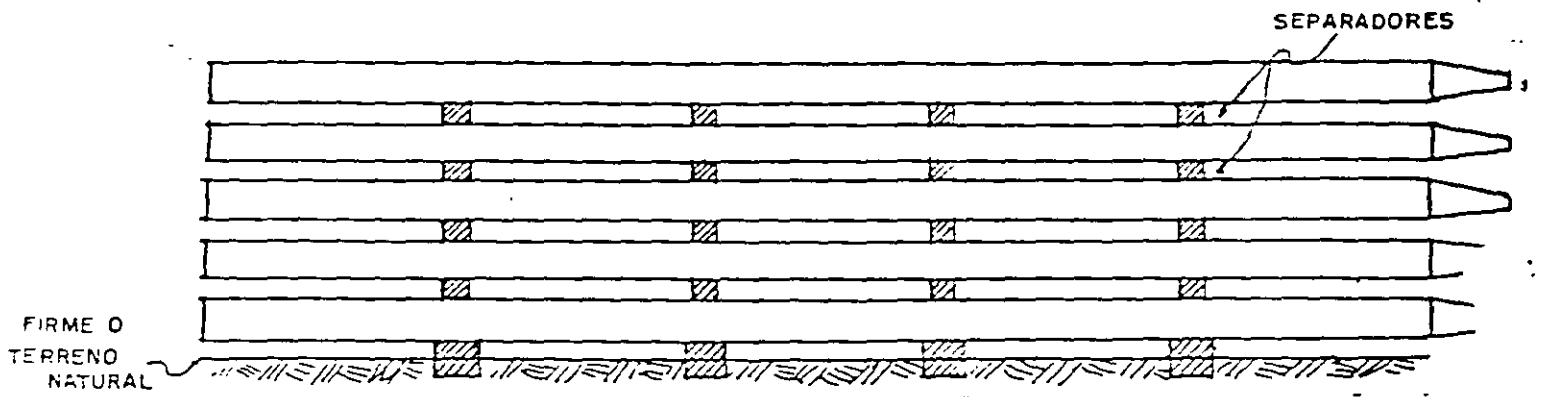


FIG 29



ENTONGUE DE PILOTES

FIG 34

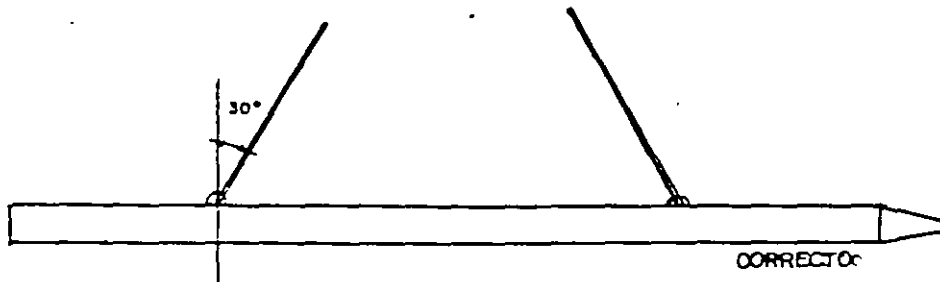
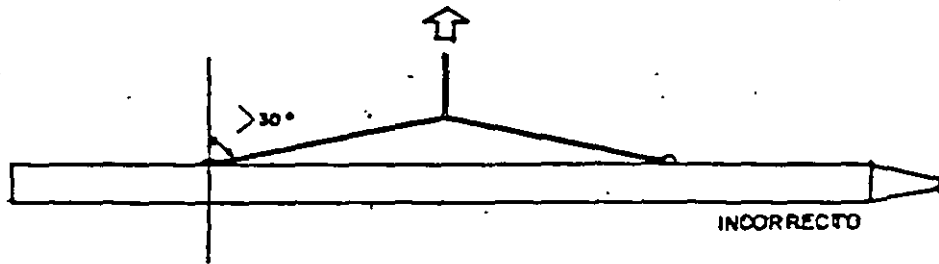


FIG 32

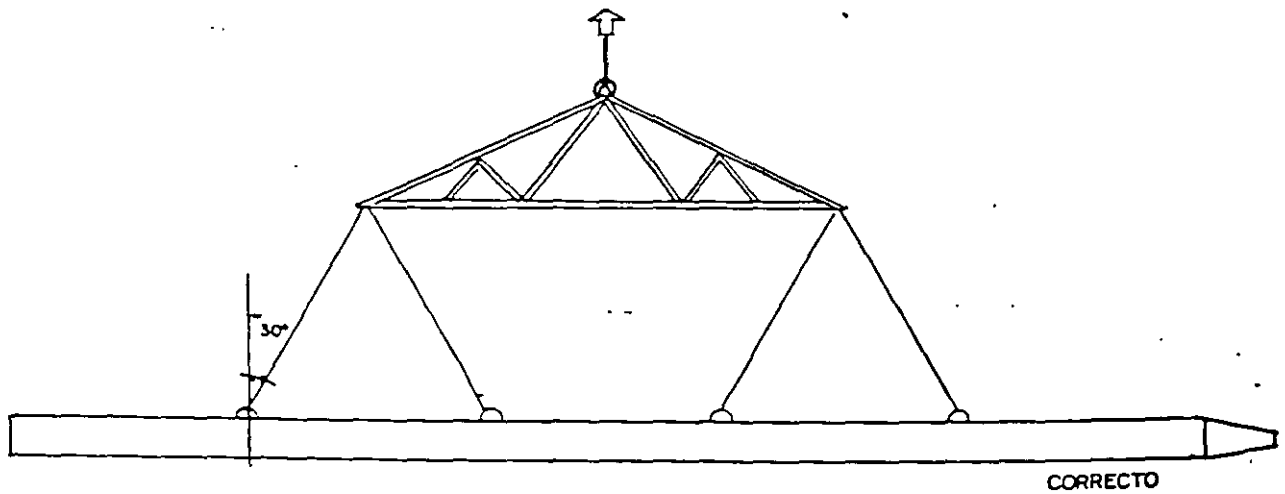
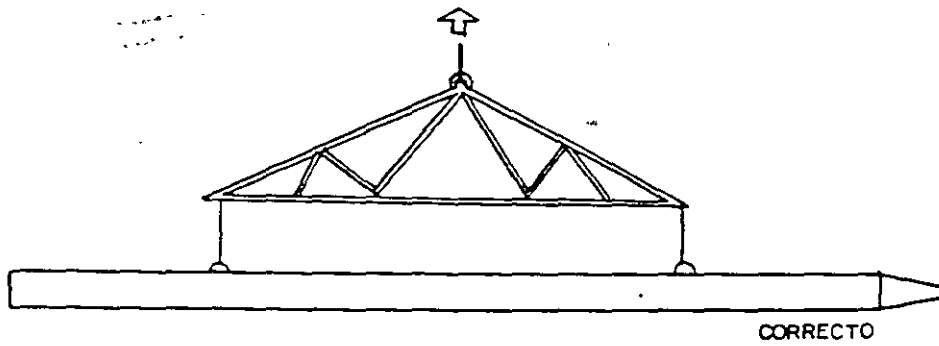
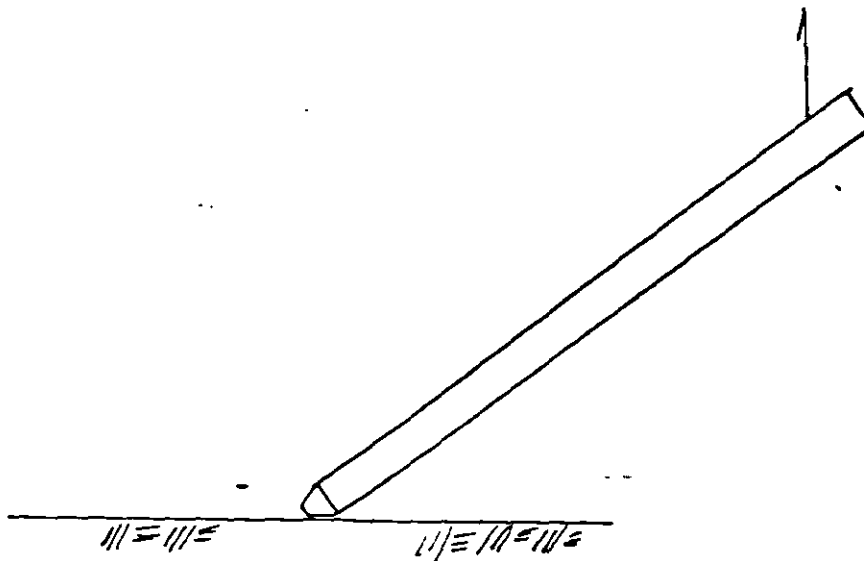
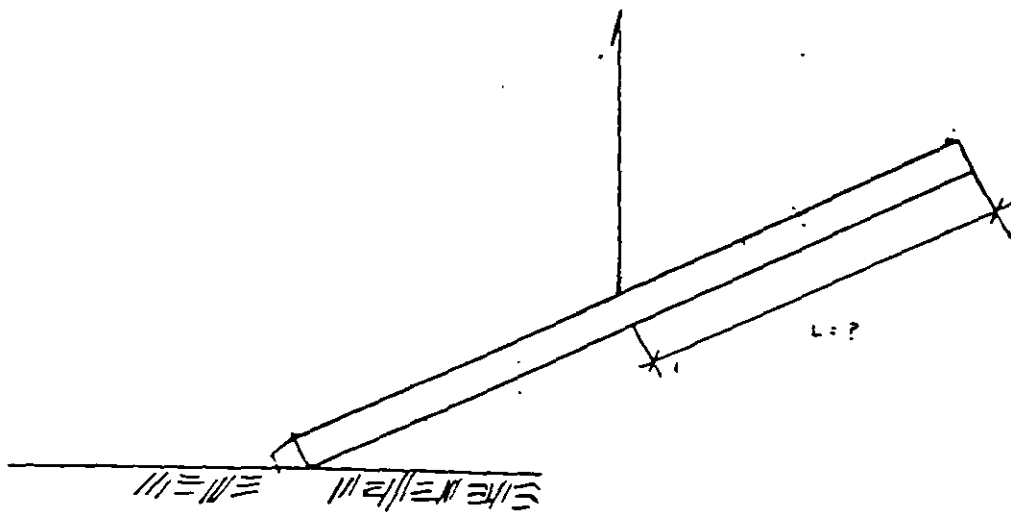


FIG 33



FORMA INCORRECTA DE IZAR UN PILOTE

JUNTA CASQUILLO

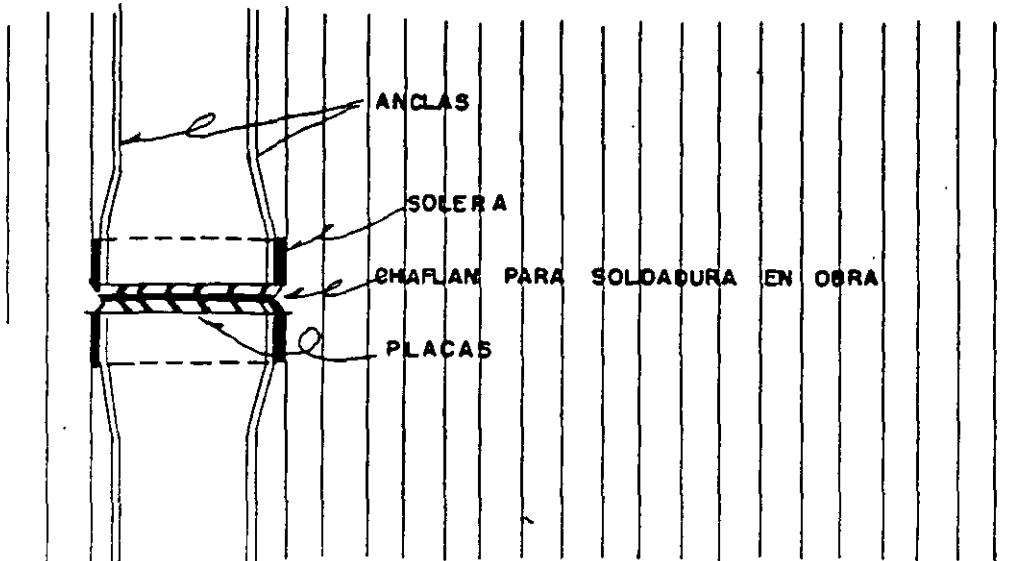
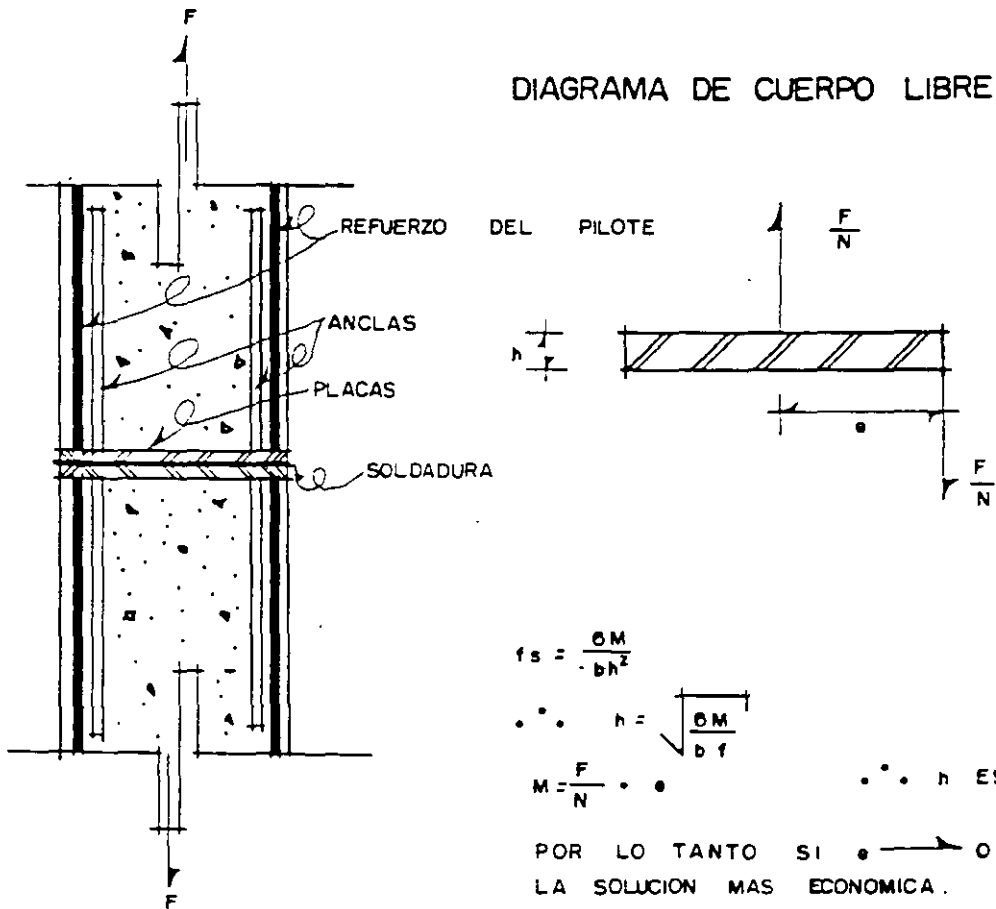


FIG. 15

ESQUEMA DE CALCULO



11

FIG 16

Ademes.

1. Lodo bentonítico.

- 1.1. Densidad.**
- 1.2. Viscosidad.**
- 1.3. Filtrado.**
- 1.4. Contenido de arena.**
- 1.5. Potencial de hidrógeno.**

2. Polímero.

- 2.1. Densidad.**
- 2.2. Viscosidad.**
- 2.3. Contenido de arena.**
- 2.4. Potencial de hidrógeno.**

3. Tubería de acero.

- 3.1. Brocal.**
- 3.2. Perdido.**
- 3.3. Recuperable.**

OBTENCION DE LA DENSIDAD DE UN LODO BENTONITICO

Es importante aclarar que la densidad, el peso específico y el peso volumétrico tienen el mismo significado.

Para determinar la densidad de un lodo bentonítico, es necesario conocer el peso específico relativo de los sólidos de la bentonita.

Las propiedades físicas de un lodo bentonítico, se estudian de igual forma que en un suelo 100 % saturado. Su volumen se compone de agua y sólidos exclusivamente.

La dosificación de bentonita que se requiere para una obra, por lo general se solicita en base a un porcentaje sobre el peso del agua. Por ejemplo, si se pide un lodo bentonítico con dosificación de bentonita al 8 %, se refiere a una mezcla de 1 m³ de agua con 80 kg de bentonita, obteniendo su densidad de la siguiente forma:

$$\gamma_{lb} = \text{peso volumétrico del lodo bentonítico} = \frac{W_t}{V_t}$$

$$W_t = W_w + W_b$$

$$\therefore W_t = W_w + \%W_w = W_w (1 + \%)$$

$$V_t = V_b + V_w$$

S_b = densidad absoluta relativa de la bentonita -> de 2.1 a 2.5

$$S_b = \frac{W_b}{V_b \gamma_w}$$

$$\therefore V_b = \frac{W_b}{S_b \gamma_w}$$

$$\therefore \gamma_{lb} = \frac{W_w (1 + \%) S_b \gamma_w}{\%W_w + V_w S_b \gamma_w}$$

2.1. Perforación para fabricación de pilas

2.1.1. Sección

2.1.1.1. Circular

2.1.1.2. Oblonga

2.1.2. Ademe

2.1.2.1. Lodo bentonítico

2.1.2.2. Polímero

2.1.2.3. Tubería de acero

2.1.3. Equipo básico

2.1.3.1. Grúa sobre orugas

2.1.3.2. Perforadora rotaria o almeja guiada

2.1.3.3. Herramienta de perforación

2.1.3.4. Dosificadora de bentonita

2.1.3.5. Entubadora o vibrohincador

2.2. Colocación de acero de refuerzo

2.2.1. Equipo básico

2.2.1.1. Grúa sobre orugas

2.2.1.2. Dispositivo de levante

2.3. Colocación de concreto

2.3.1. Equipo básico

2.3.1.1. Grúa sobre orugas

2.3.1.2. Tubería tremie



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

**EXPOSITOR: ING. ROBERTO AVELAR LOPEZ
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

ESTUDIOS PREVIOS

- **INTRODUCCIÓN**
- **RECONOCIMIENTO DEL SITIO**
- **REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS**
- **EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.**
- **ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL**

ANEXOS:

- I. **CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS Y ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA.**
- II. **MÉTODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS.**

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

La presente publicación es un compendio de hechos y experiencias recabados de la literatura sobre el subsuelo de la Ciudad de México y el comportamiento de cimentaciones construidas en ella, que se han publicado durante los últimos cuarenta años. El tratamiento de los temas no es exhaustivo ni pormenorizado, sino más bien de tipo conceptual, ya que el objetivo es orientar al lector no especializado o con limitada experiencia en la interpretación de las normas del Reglamento de Construcciones por lo que se refiere al diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal.

Las características mecánicas de los depósitos lacustres del Valle, el fenómeno del hundimiento del terreno debido a la explotación de acuíferos del subsuelo y la sismicidad local inducida por perturbaciones telúricas en la vecindad o gran distancia de la Ciudad, son tres factores que influyen significativamente en el diseño de las estructuras y sus correspondientes cimentaciones. Además, son determinantes los procedimientos constructivos aplicables a excavaciones profundas así como el hincado de pilotes en las zonas II y III¹ que contienen estratos de usos blandos, arcillosos y limosos separados por capas de espesor variable.

Se incluyen notas estrechamente vinculadas a tópicos de Reglamento y otras relativas al ambiente geotécnico que prevalece en el Valle de México. Las últimas hubieran podido ser descartadas, refiriéndolas a las publicaciones originales. Ejemplos de ello son: la descripción del hundimiento de la Ciudad, la prueba de carga en una zapata, la extracción de pilotes para medir adherencia y su evolución posterior, los efectos de cargas prehistóricas, etc. Por razones de conectividad se han insertado resúmenes de tales temas informativos.

Esta edición preliminar de notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal es un primer intento que, sin duda, será mejorado y enriquecido paulatinamente con la colaboración y experiencia de los profesionales involucrados en el desarrollo físico de la Ciudad.

¹En el texto se usaran indistintamente como términos equivalentes: Zona I = Zona de las Lomas; Zona II=Zona de Transición, y Zona III=Zona del Lago o Lacustre

RECONOCIMIENTO DEL SITIO

Al respecto, el Reglamento de Construcciones establece la necesidad de examinar las condiciones presentes y las del pasado que afectaron al predio o lote en cuestión. cabe preguntar: ¿Cual es el objetivo de tal requerimiento? Hay que empezar por señalar que en el área del Distrito Federal, parte integrante del Valle de México, las características estratigráficas y propiedades de los suelos hasta las profundidades de interés para el especialista en geotécnica pueden variar notablemente, desde terrenos firmes o poco deformables y resistencia al corte relativamente alta, hasta zonas ubicadas en el fondo de los antiguos lagos², donde se encuentran estratos de suelos arcillosos y limosos muy compresibles y de baja resistencia al corte, así como pequeños valles en las sierras de Guadalupe y Las Cruces tapizados por depósitos eólicos de arena mediana a fina en estado suelto. Si a tan diversa condición natural se agregan las alteraciones producidas por el hombre (sobrecargas, minado, explotación de acuíferos), es obvio concluir que la disposición reglamentaria no se resuelve con el simple examen de las construcciones que rodean el predio. Los casos que se mencionan a continuación dan una idea de la extensión de las averiguaciones necesarias para conocer los factores que pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble y explicar, en su caso, el comportamiento inesperado del mismo después de terminada la construcción.

SOBRECARGAS ARQUEOLÓGICAS.

Al instalarse los aztecas en el Valle de México, previo acuerdo con los reyes de Texcoco, Coyoacán y Atzacapotzalco, ocuparon el área inundable del lago de Texcoco; podían además tener acceso a tierra firme por caminos bien definidos hacia canteras y bosque como fuentes de materiales para la construcción. Después de un lapso en que las edificaciones eran ligeras y adaptadas al ambiente lacustre, fueron los aztecas creando zonas libres de inundación mediante rellenos artificiales, principalmente constituidos por fragmentos de roca, gravas y arenas. Debido a la baja resistencia de los suelos en el fondo del lago, tuvieron que recurrir al uso de enramadas entre capas de relleno³, con objeto de evitar su penetración y la falla local del terreno. De este modo y a través de la consolidación de las arcillas lacustres, fueron construyendo una extensa plataforma que cubrió toda el área ocupada por la antigua capital de los aztecas, Tenochtitlan. De acuerdo a exploraciones recientes, los espesores del relleno variaron de 2 a 10 m con máximos en la zona ocupada por el centro religioso, aproximadamente localizado en lo que ahora es el Zócalo de la Ciudad de México. La urbe azteca se extendía hacia el poniente ocupando los terrenos de la colonia Tlatelolco, donde quedó emplazada la hoy denominada Plaza de las Tres Culturas (azteca, hispánica y moderna). Los límites de esta zona de la Ciudad, sobrecargada fuertemente por los rellenos arqueológicos, no son bien conocidos; por ejemplo, se sabe que uno de los accesos principales a la sede de los aztecas coincide con la calle de Tacuba, este camino fue construido también previo relleno del fondo lacustre, y por tal razón era a principios de siglo una franja hundida sobre la que el Ing. Roberto Gayol localizo el colector central de la Ciudad.

²Lagos de Texcoco, Xochimilco y Chalco

³Version antigua de lo que hoy se conoce como "tierra armada".

SOBRECARGAS HISTÓRICAS.

Como es sabido, el periodo inicial de la conquista hispánica se caracterizó por destruir los principales centros religiosos y cívicos de las culturas indígenas, con la consiguiente alteración de las sobrecargas sobre el terreno (descargas e invasión de nuevas área), lo que fue un cambio significativo en el caso de la Ciudad de México desde el punto de vista geotécnico. Los constructores españoles del siglo XVI importaron técnicas diferentes y extendieron las edificaciones fuera de la zona ocupada por Tenochtitlan, conformándose así y través de tres siglos un nuevo centro urbano, del que es parte representativa lo que se ha dado en llamar la Traza de la Ciudad. La edificaciones pesadas de la Colonia (Palacio de Cortes, hoy Palacio Nacional; la Catedral, iglesias y conventos; los acueductos, etc.) cimentaban sus muros de mampostería sobre estaciones y las viviendas menores sobre zapatas corridas fabricadas con materiales pétreos y mortero de cal. En la figura 1 se muestra la nivelación de la Ciudad hacia 1982; en ella se indica los límites de la antigua Traza. Los efectos de las construcciones, a juzgar por las diferencias de nivel, son tenues; sin embargo, alrededor de la Catedral existía una zona relativamente alta (elev. 2239), mientras que al poniente y en correspondencia con las calles de Tacuba y de 16 de Septiembre penetraba hacia el este la curva de la elev. 2238. Fuera de los límites señalados en la figura 1, la densidad de la edificación era muy baja y constituida por viviendas de uno a dos pisos, o sea que debe considerarse como terreno virgen esta parte del lago de Texcoco.

SOBRECARGAS MODERNAS

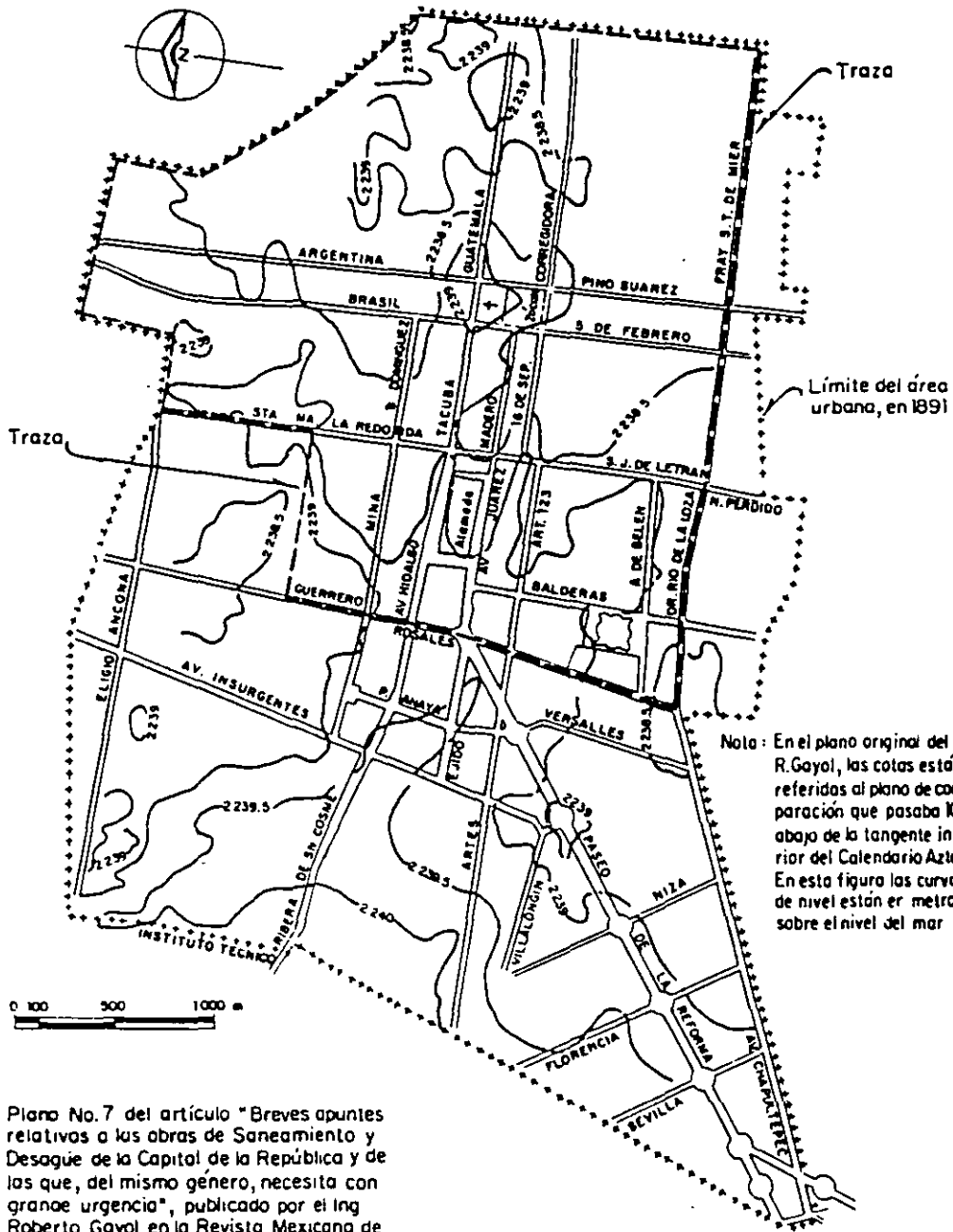
En el primer tercio del presente siglo, la zona urbana de la Ciudad se extiende horizontalmente, la construcción es muy uniforme (dos a tres niveles) y la población se incrementa de 500 000 a 1.2 millones de habitantes (tasa de crecimiento de 23 000 hab/año); los servicios de abastecimiento de agua y drenaje funcionaban de acuerdo con lo previsto por el diseño de ambas redes construidas entre 1900 y 1910. A partir de los años treinta (fig. 2) la población aumenta a razón de 55 000 hab/año; esta tasa de crecimiento se duplica de 1960 a la fecha. Desde 1940 y en la parte céntrica de la Ciudad, se inicia el desarrollo vertical de inmuebles y es necesario ampliar la provisión de agua potable con redes locales abastecidas por pozos perforados en el área urbana. Ambos factores influyen notablemente en el diseño de las cimentaciones, como se vera en capitulos posteriores.

IMPLICACIONES DE LA HISTORIA DE CARGAS.

Debido a las características del subsuelo de la Ciudad, el efecto de construcciones antiguas suele ser relevante en el diseño de los nuevos inmuebles. Muchos casos de mal comportamiento de la cimentación puede explicarse por las condiciones diferenciales de compresibilidad y resistencia al corte de las arcillas bajo el predio, ocasionadas por sobrecargas que actuaron en el pasado. Ejemplos conocidos: la Biblioteca Nacional⁴ construida sobre uno de los caminos de acceso a Tenochtitlan⁵, y que a causa del hundimiento de la Ciudad fue

⁴ Antigua Iglesia de San Agustín

⁵ Camino azteca que se prolonga hasta Tietelolco



Nota: Plano No. 7 del artículo "Breves apuntes relativos a las obras de Saneamiento y Desagüe de la Capital de la República y de las que, del mismo género, necesita con granae urgencia", publicado por el Ing Roberto Gayol en la Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, Vol. VII, 1929

Fig 1 Configuración de la Ciudad de México en 1891

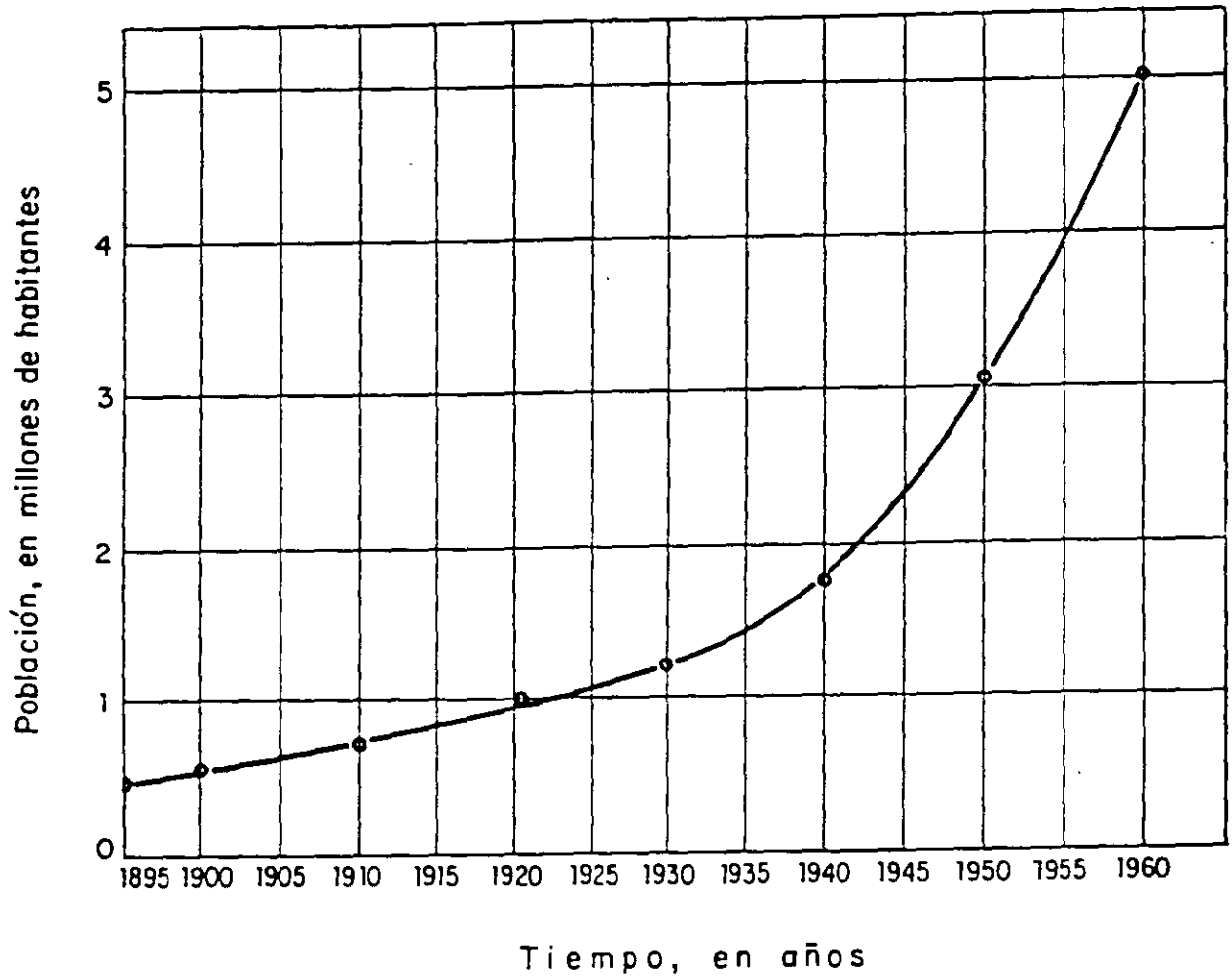


Fig 2 Crecimiento de la población en la Ciudad de México

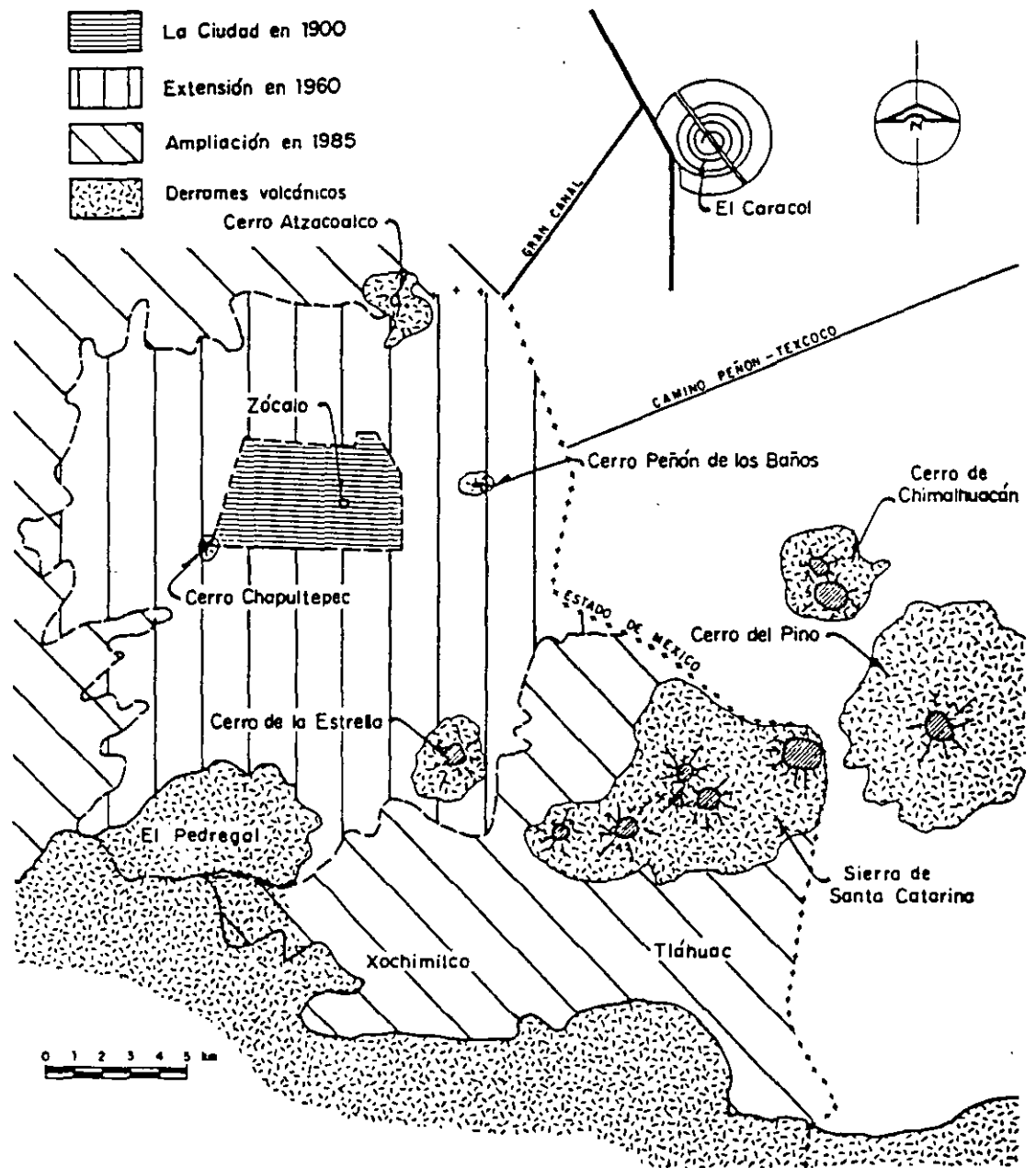
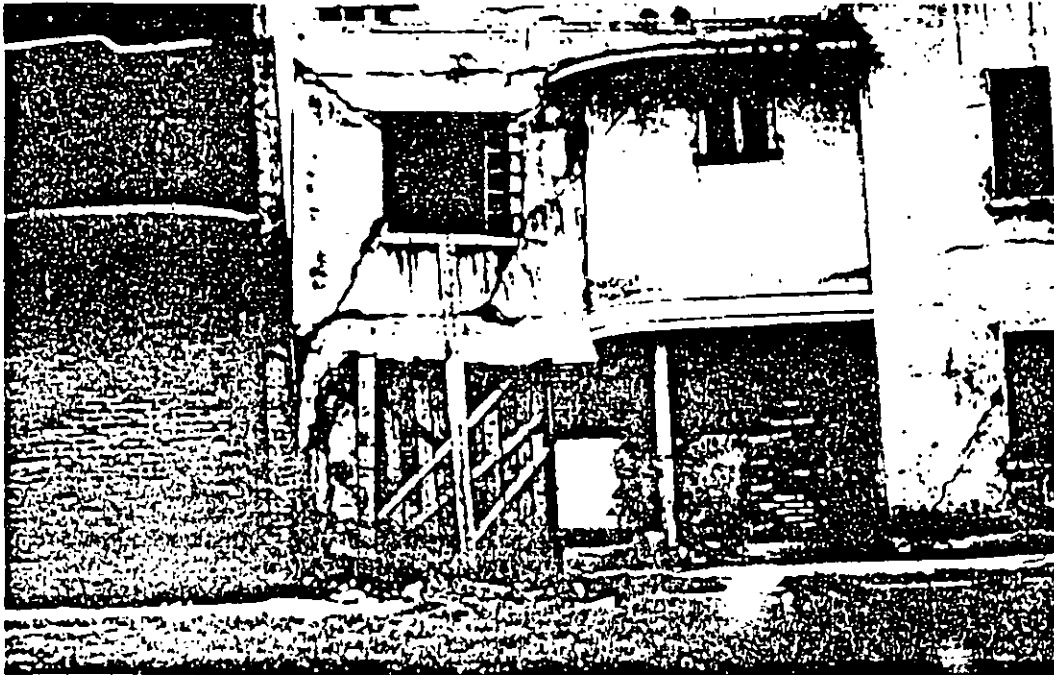
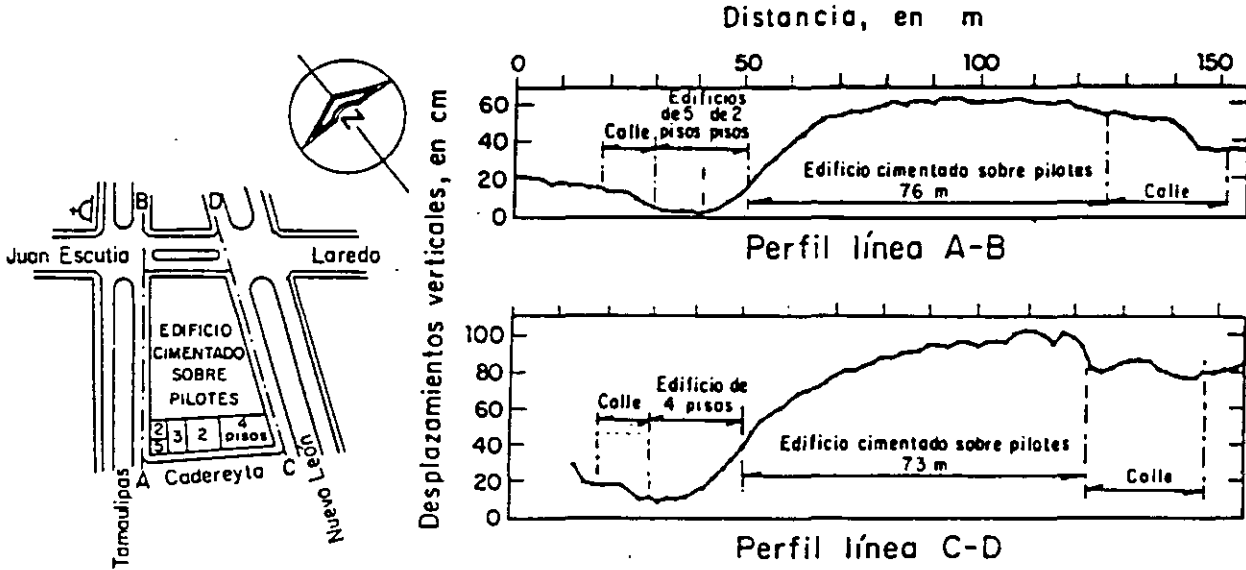


Fig 3 Límites aproximados de la Ciudad de México en diferentes fechas



Daños causados por un edificio cimentado sobre pilotes, en la casa vecina

Fig 4 Efectos de una cimentación piloteada en las colindancias

seriamente afectada por asentimientos diferenciales en la últimas décadas; otro caso es el moderno edificio de la Secretaria de Relaciones Exteriores, ubicado en la vecindad de terrenos de Tlatelolco rellenado por los aztecas, y que desde la etapa constructiva comenzó a desplomarse hacia la esquina sudoeste; finalmente, cabe recordar la situación creada a una de las instalaciones del Centro Medico (1950), que fue necesario localizar en el predio destinado anteriormente al Hospital SOP, donde se había colado la subestructura de concreto e hincado en pilotes de madera hasta la capa dura. Una condición similar a la de este último ejemplo puede presentarse en los lotes ocupados por los edificios que sufrieron colapso o daño grave durante los sismos de septiembre de 1985 y fueron demolidos.

TERRENOS MINADOS.

Al extenderse la mancha urbana hacia los lomerios situados al poniente de la Ciudad, se ocuparon terrenos con edificaciones cada vez más importantes, bajo los que existen minas que desde la época colonial se venían explotando para obtener la arena requerida por la construcción. Estas minas fueron abandonadas en las primeras décadas del presente siglo y sustituida por excavaciones a cielo abierto. Sin mantenimiento de ademes y columnas, tales socavaciones subterráneas se han ido derrumbando y los accesos a las minas obstruyéndose por acumulaciones de escombros, al presente es difícil localizar las entradas a estas minas, y de lograrlo, es casi imposible definir procedimientos topográficos su desarrollo en planta. Esta situación creada por el hombre suele demandar tratamientos especiales del subsuelo (inyecciones, rellenos compactados, cimentaciones profundas, etc.) y en ciertos casos, hasta el abandono del predio por incosteabilidad.

EXPLORACIÓN DE LOS ACUÍFEROS DEL SUBSUELO.

Como se indico en el inciso anterior, a partir de 1930 se intensifica la extracción de agua mediante bombeo en pozos municipales localizados dentro del área urbana, para suplir las limitaciones del acueducto de Xochimilco construido a principios del siglo. Esta explotación genero hundimientos en los dominios del lago de Texcoco así como agrietamientos en varios sitios de la Ciudad, no solo en lo que era el fondo de dicho lago sino también en terrenos firmes de los lomerios ubicados al poniente. Del hundimiento se conocen suficiente precisión la causa y los efectos, mientras que de los agrietamientos en el fondo lacustre y en la Zona de las Lomas se han propuesto mecanismos teóricos aun sujetos a comprobación mediante observaciones de campo.

El problema que enfrenta el especialista en geotécnica cuando tiene que investigar la evolución del hundimiento y el potencial de agrietamiento en determinado predio, es la carencia de datos. Estos se empezaron a registrar a partir de 1938, primero por la Dirección de Geografía; después estuvieron a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SRH, y en época reciente, de la Comisión de Aguas del Valle, SARH; son bastante completas las nivelaciones de la Comisión Hidrológica en el período 1953-1968, y más espaciadas y erráticas las realizadas por la Comisión de Aguas en la última década, además, en este último lapso ocurre una rápida expansión de la zona urbana hacia el sur ocupando terrenos vírgenes de los lagos Texcoco, Xochimilco y Chalco, así como el desplazamiento de la explotación de acuíferos

en la misma dirección. La figura 3 muestra los límites aproximados de la mancha urbana del Distrito Federal en 1900, 1960 y 1985, que da una idea de la magnitud del problema en cuanto a mediciones de hundimiento, piezometría y agrietamientos, información indispensable para el diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad.

CONSTRUCCIONES VECINAS.

Dado el anteproyecto de una nueva obra se impone la inspección metódica del predio en que se va a construir y de las edificaciones aledañas. No basta un examen ocular de los inmuebles colindantes; es necesario averiguar el tipo de cimentación y estructura de los mismos, de ser posible obtener planos generales de dichas construcciones, edad y estado en que se encuentran, y evaluar las posibles causas de mal comportamiento, en su caso.

Esta fase de reconocimiento del sitio es importante, ya que sus resultados pueden condicionar el diseño de la cimentación del nuevo inmueble, no solo para reservar su buen comportamiento sino, además, evitar trastornos colindantes. En la figura 4 se presenta la nivelación de un edificio cimentado sobre pilotes de madera hincados hasta la capa dura; las deformaciones por emersión de estas estructuras fueron tales que ocasionaron serios daños a varias construcciones vecinas. Cabe preguntarse: ¿Con que tipo de cimentación se debe diseñar los futuros inmuebles adyacentes al apoyado en pilotes de punta? Nótese que la emersión de este último es consecuencia del hundimiento provocado por la explotación de los acuíferos del subsuelo.

Una de las causas significativas de destrucción durante los sismos de septiembre de 1985, fue el choque entre inmuebles colindantes, no obstante que el reglamento en vigor establece el resquicio de separación. Es frecuente que, aunque se respete esta previsión, dos construcciones adyacentes se acerquen y hasta se apoyen en los niveles superiores debido a asentamiento diferencial de las respectivas cimentaciones. Por efecto de la acción sísmica, es muy probable que tales edificaciones sufran daño estructural grave en la colindancia; se han dado casos en que los pisos superiores de un edificio alto se desmoronaron sobre el vecino de menor altura y que buen número de inmuebles colindantes sufrieron roturas impresionantes en columnas, travesaños y muros.

CONCLUSIÓN.

De las observaciones descritas se infiere que los estudios preliminares sobre las condiciones geotécnicas imperantes en un predio del Distrito Federal, lejos de ser mero formalismo, constituyen una labor compleja y delicada por sus implicaciones en el diseño y la construcción de la subestructura en que se apoyara el nuevo inmueble.

REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS.

Las normas sobre la construcción de inmuebles en la ciudad de México han evolucionado notablemente desde la década de los cuarenta, por varias razones:

- 1) el incremento de la población, principal promotor del desarrollo vertical en el área céntrica de la Ciudad
- 2) la mecánica de suelos y su aplicación al diseño de cimentaciones
- 3) los sismos y los estudios sobre sus efectos en las construcciones.

Se tratará a continuación de proporcionar brevemente el contenido de las disposiciones reglamentarias emitidas por la autoridad del DF en relación con el diseño y construcción de cimentaciones, en 1942, 1957, 1966, 1976 y 1985. Estas fechas corresponden a reglamentos diferentes: dos de ellos, los de 1957 y 1985, fueron emergencias y promulgados después de los sismos que asolaron a la ciudad en los meses de julio y septiembre de dichos años, respectivamente

El reglamento de 1942 establecía que la capacidad de carga admisible del terreno en el área antigua de la ciudad era de 5 ton/m^2 , y de 3 ton/m^2 en las zonas que no habían sido sometidas a cargas previa. Esta especificación era aceptable tanto para dimensionar zapatas como para losas de cimentación, sin restricciones en cuanto a la superficie total de contacto subestructura - suelo. Los edificios más pesados se podían apoyar sobre pilotes hincados hasta la capa dura, y era común en esa época usar pilotes de madera formados por postes de 20 cm y de 8 a 10 m de longitud, zunchados en los extremos y unidos mediante una barra corta de acero; la capacidad asignada era de 25 ton/pilote y se aplicaba la fórmula de *Engineering News* para la recepción de pilotes. La sollicitación debida a sismo se representa con la fuerza horizontal igual al producto del un coeficientes sísmico por el peso del edificio arriba del nivel considerado. Salvo para los edificios de tipo I y II, el coeficiente sísmico aplicable a hoteles, viviendas, despachos, plantas industriales, etc. (tipo III) era de 0.025.

El sismo del 28 de julio de 1957, ocasionó el derrumbe de varios edificios y daños graves a buen número de construcciones de la ciudad, poniendo en evidencia lo inadecuado de las normas vigentes en este campo de la ingeniería. consecuentemente se elaboró el reglamento de emergencia promulgado el 18 de diciembre del mismo año, que impuso nuevos criterios para verificar la estabilidad dinámica de las edificaciones de altura menor de 45 m, y para reforzar y reparar las existentes dañadas por el sismo. Atendiendo a la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo, se dividió el área urbana en tres zonas: fondo del lago, transición y lomas; se clasificaron los edificios por su uso y características estructurales en grupos y clase; además se establecieron requerimientos específicos sobre el diseño de las cimentaciones, todo ello derivado de las nuevas normas de ingeniería sísmica.

Por otra parte, en la década 1946-1956 se venias realizando estudios de mecánica de suelos que :

- 1) ampliaban el conocimiento del subsuelo de la ciudad (estratigrafía y propiedades de los materiales arcillosos)
- 2) corroboraban las predicciones de la teorías debida a Nabor Carrillo sobre el hundimiento de la superficie y
- 3) verificaban mediante nivelaciones y observaciones soportadas por diferentes tipos de cimentación.

Estos estudios eran promovidos por la Comisión Impulsora y Coordinadora de la Investigación Científica. SEP y se realizaban en los laboratorios de Ingenieros Civiles Asociados. S. A. de C.V., posteriormente, con el patrocinio del Instituto Nacional de investigación Científica se le sumaron los trabajos de nivelación y piezometría a cargo de la Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México; y por último, en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se revisaron, ordenaron y analizaron tales estudios y se publicaron con el título de "El subsuelo de la ciudad de México" además, el Dr. Leonardo Zeevaert, trabajando en forma independiente, contribuía con varias publicaciones relativas al tema, las que se citan al final del texto. Otra fuente importante de información es la serie de memorias sobre reuniones nacionales y simposios organizados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

Los estudios mencionados constituyeron en gran medida la base informativa para modificar en 1966 el capítulo relativo a cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Estas normas se revisaron después, introduciendo modificaciones y correcciones, para integrar el reglamento publicado en el diario oficial de diciembre 14, 1976. Finalmente, a consecuencia de los perjuicios catastróficos producidos por el terremoto de septiembre de 1985, se elaboró un reglamento de emergencia con el principal objetivo de reparar las construcciones afectadas por el daño estructural grave y proyectar los nuevos inmuebles, en tanto se revisan las normas de 1976

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colcados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a ciclo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

- c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

- Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
- Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.
- Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.
- Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

- Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desee evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensaye de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

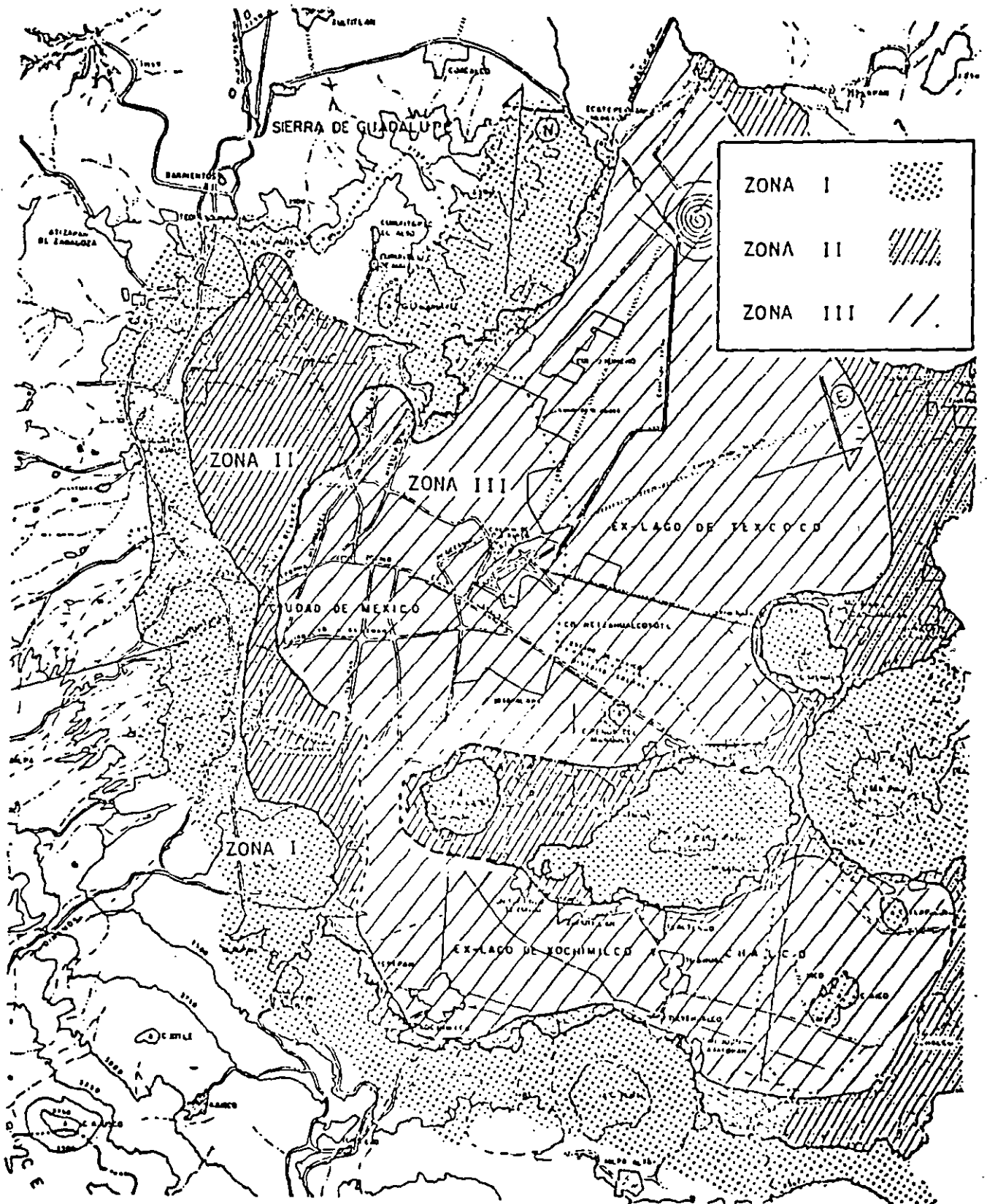


Fig. 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

2.4 Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B₁ (véase Art. 174, Cap. I, Título Sexto) esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

TABLA I

REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SO- MERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor

recomendado deberá justificarse a partir de result de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tiene menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P > 80 \text{ m}$ en las Zonas I y II, o

$P > 120 \text{ m}$ en la Zona III

Profundidad de desplante $D_t > 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

raneas y secado local por la operación de calderas o equipos similares.

ARTICULO 219.- Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena;

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m;

La zona a que corresponda un predio se determinará a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio, tal y como lo establezcan las Normas Técnicas Complementarias. En caso de Edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa incluido en las mismas, si el predio está dentro de la porción zonificada; los predios ubicados a menos de 200 m. de las fronteras entre dos de las zonas antes descritas se supondrán ubicados en la más desfavorable.

ARTICULO 220.- La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio deberá ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, deberá ser tal que permita definir:

- I. En la zona I a que se refiere el artículo 219 del Reglamento, si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento, y

DISEÑO DE CIMENTACIONES

ARTICULO 217.- En este Capítulo se disponen los requisitos mínimos para el diseño y edificación de cimentaciones. Requisitos adicionales relativos a los métodos de diseño y edificación y a ciertos tipos específicos de cimentación se fijarán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

ARTICULO 218.- Toda edificación se soportará por medio de una cimentación apropiada.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Solo será aceptable cimentar sobre terreno natural competente o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.

El suelo de cimentación deberá protegerse contra deterioro por intemperismo, arrastre por flujo de aguas superficiales o subter-

- II. En las zonas II y III del artículo mencionado en la fracción anterior, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

ARTICULO 221.- Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y edificación de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigaran la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

ARTICULO 222.- En las zonas II y III señaladas en el artículo 219 de este Reglamento, se tomara en cuenta la evolución futura del proceso de hundimiento regional que afecta a gran parte del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

ARTICULO 223.- La revisión de la seguridad de las cimentaciones, consistirá, de acuerdo con el artículo 193 de este Reglamento, en comparar la resistencia y las deformaciones máximas aceptables del suelo con las fuerzas y deformaciones inducidas por las acciones de diseño. Las acciones serán afectadas por los factores de carga y las resistencias por los factores de resistencia especificados en las Normas Técnicas Complementarias, debiendo revisarse además, la seguridad de los miembros estructurales de la cimentación, con los mismos criterios especificados para la estructura.

ARTICULO 224.- En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura.

I. De falla:

- a) Flotación;
- b) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, y
- c) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

II. De servicio:

- a) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión, con respecto al nivel del terreno circundante;
- b) Inclinación media, y
- c) Deformación diferencial.

En cada uno de estos movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá ajustarse a lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias, para no causar daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las edificaciones vecinas ni a los servicios públicos.

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

Son poco precisas las circunstancias geológicas que precedieron al cierre del antiguo Valle de México hacia la cuenca del río Balsas evento ubicado en el tiempo a unos setecientos mil años. y la subsecuente formación de lagos. el acarreo de suelos vía erosión y la emisión de lava y cenizas por volcanes activos en esa época. Esta diversa secuencia de acontecimientos, sumada a variaciones notables del clima (glaciaciones, periodos húmedos y secos, etc.), explica la extrema complejidad estratigráfica que cabe esperar en diferentes puntos del Valle. Una idea global de lo que observa el geólogo en la superficie de esta región del país se muestra en la figura 5; y en la figura 6, la sucesión de materiales muestreada en el centro del lago de Texcoco hasta una profundidad de 2000 m aproximadamente.

DEPÓSITOS LACUSTRES Y ALUVIALES.

Desde el punto de vista de la geotécnica y en las zonas bajas del Valle, la estratigrafía de interés puede variar de una decena de metros hasta 100 m y es notablemente compleja por varias razones: los depósitos son de origen distinto. unos aluviales y otros lacustres; por influencia del clima varias capas de arcilla fueron sometidas a la acción del secado; la vida orgánica en los lagos fue muy activa en diferentes periodos, a los que corresponde sedimentos fosilíferos significativos; la concentración salina en los lagos era variable y por tanto afecto a la sedimentación de las cenizas volcánicas y su posterior alteración mineralógica; la distribución de lluvias dentro del Valle debió ser muy diferente, con tendencia a la aridez hacia el centro y norte de esta región. Las figuras 7 y 8 presentan los perfiles estratigráficos y la variación del contenido de agua en dos sondeos: el primero (BNP-1) realizado en la porción central del lago de Texcoco y el segundo en la colonia Balbuena (Pc-143), poco afectada por construcciones y rellenos superficiales cuando se hizo la exploración; además en la figura 7 se muestra la variación de los iones principales en el agua intersticial de los suelos arcillosos. A juzgar por las variaciones de contenido del agua. los dos sondeos mencionados revelan una condición semejante, excepto los estratos próximos a la superficie del terreno y el espesor de las capas arcillosas a profundidad comprendida entre los 65 y 80 m; sin embargo, un análisis más cuidadoso de capa a capa acusa diferencias significativas que se explican teniendo en cuenta el contenido salino del agua intersticial de las arcillas. Se complementa lo anterior con los datos sobre salinidad del agua bombeada del subsuelo por Sosa Texcoco, S.A., que aparecen en la figura 9

A unos 15 km. al oeste del sondeo BNP-1 (véase fig. 9), el sondeo Pc-190 de la fig. 10 revela una estratigrafía muy diferente, con presencia de arcillas lacustres entre 5 y 15 m de profundidad y el resto de la columna formada por arenas generalmente mezcladas con finos limosos o arcillosos; notes el cambio marcado en el contenido de agua (un orden de magnitud) entre las arcillas blandas si se compara el sondeo Pc-143 con el Pc-62, este último localizado al sudoeste de la Ciudad (fig. 9); según los datos de la fig. 11, salvo delgadas capas de arcilla lacustre, el subsuelo está constituido en este sitio por una compleja secuencia de estratos areno-limosos o arcillosos poco compresibles.

Los ejemplos presentados en las figuras 7,8,10 y 11 ilustran la notable variación estratigráfica del subsuelo de la Ciudad, y la fig. 9, uno de los factores (la salinidad del agua) que puede influir en las características mecánicas de los depósitos de arcilla blanda. Es limitada la información hacia el sur de la Ciudad, en terrenos agrícolas que fueron urbanizados en las dos últimas décadas, ocupando el fondo de los lagos Xochimilco y Chalco. A corto plazo se espera contar con datos de exploraciones y estudio geotécnicos en esa región del Valle⁶, donde se anticipan cambios apreciables en la conformación estratigráfica y en las propiedades de las arcillas blandas que, no obstante reconocer el mismo origen (cenizas volcánicas), su fase sólida se depositó en un medio menos salino que el del lago de Texcoco.

Lo expuesto refleja la condición natural de los depósitos compresibles del Valle, sin mencionar los cambios debidos al hombre que serán tratados en capítulos posteriores. Es relevante concluir que los trabajos exploratorios para determinar la estratigrafía y las propiedades índice de los componentes del subsuelo, son esenciales y punto de partida de todo estudio geotécnico; la extrapolación de datos puede ser la causa de errores significativos.

SONDEO EN LAS ZONAS BAJAS DEL VALLE.

El método más confiable y completo consiste en extraer muestras inalteradas del terreno en forma continua, usando tubos delgados (Shelby) para las arcillas blandas y el muestreador Denison para los suelos duros o granulares compactos. Por su alto costo, este método solo se justifica en proyectos importantes o investigaciones particulares del subsuelo.

En la práctica, es usual recurrir al sondeo de penetración estándar (SPT), mediante el cual se recuperan muestras alteradas y se estima la resistencia a la penetración de la herramienta, contando el número de golpes según especificación normalizada. El proceso de hincado del muestreador debe estar a cargo de personal entrenado para realizar la identificación de campo de los especímenes obtenidos, verificar cuidadosamente la verticalidad del equipo y las profundidades de prueba, proveer lo necesario para que no se altere el nivel freático, vigilar que se rime y limpie el pozo hasta la elevación a que penetra la herramienta, después de cada extracción; además, conservar en frascos herméticos las muestras para su examen y determinación de propiedades índice, de las que el contenido de agua es la más característica en el caso de los materiales arcillosos del Valle, y finalmente, proceder a la verificación visual y manual de los especímenes en estado seco. Para la identificación es recomendable aplicar los procedimientos propuestos por A. Casagrande que conforman el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Las correlaciones entre el número de golpes SPT y la compacidad relativa de arenas o resistencia al corte de arcillas, así como las apreciaciones cualitativas de ciertas propiedades mecánicas a partir de la clasificación SUCS, pueden constituir una guía valiosa para orientar el estudio detallado del subsuelo en cuanto a selección de muestreadores, número y localización de especímenes, tipos de ensaye, etc., que deben implantarse para el diseño de cimentaciones.

⁶ Investigación geológica, geofísica y geotécnica que realizan PEMEX, CFE y el Instituto de Ingeniería, UNAM, a raíz del terremoto del 19 de septiembre de 1985.

La variedad del sondeo SPT es el denominado mixto, en el que se intercala a profundidades especificadas el muestreo de especímenes inalterados con tubo de pared delgada; para determinar tales profundidades se requiere conocer la estratigrafía del sitio, lo cual puede lograrse con un sondeo SPT previamente ejecutado.

Otro tipo de exploración que se ha venido aplicando con frecuencia por su sencillez y bajo costo, es el cono mecánico o eléctrico. Las ventajas del método comparadas con las pruebas SPT son:

- a) la precisión con que pueden determinarse las fronteras de los diferentes estratos del subsuelo, y
- b) una medición más correcta de la resistencia a la penetración

en cambio, no se muestra el suelo. Por esta razón la prueba de cono debe considerarse complementaria de los otros procedimientos descritos antes (muestreo continuo y SPT), a menos que se tengan datos confiables del subsuelo en la vecindad del sitio objeto del estudio.

Los métodos indirectos como el geoelectrico o bien el geosismico de refracción, si bien aplicables en estudio de gran visión y que cubren áreas extensas, no proporcionan la información necesaria para el diseño de cimentaciones.

EXPLORACIÓN EN TERRENOS ALTOS DEL VALLE (LOMAS).

Hacia el oeste y sur de la Ciudad de México, se pasa de las cuencas que alojan en el pasado a lagos conteniendo depósitos blandos de arcillas y aluviones intercalados, a lomerios formados por una gran diversidad de materiales terreos, la mayoría de origen volcánico (tabas, conglomerados, ignimbritas, lavas). Por efecto del intemperismo y la erosión, del Valle se caracteriza por tener una topografía accidentada, drenaje bien definido hacia la zona lacustre, y junto a terrenos duros la presencia de depósitos recientes, aluviales y eólicos, compresibles o colapsables, de resistencia al corte entre media y baja, y espesos muy variables. La exploración de sitios en esta zona del Distrito Federal puede ser difícil y costosa; los métodos descritos en el inciso anterior generalmente no son aplicables y es usual excavar pozos a cielo abierto para conocer la estratigrafía y extraer muestras cúbicas hasta profundidades de 10 a 15m, en caso de excepción, se realizan sondeos con equipo rotatorio recuperando núcleos de, por lo menos, 6 cm de diámetro a fin de clasificar la roca y realizar ensayos para determinar su resistencia a compresión simple o triaxial y los respectivos módulos de deformación.

Como se indico en el capítulo de reconocimiento del sitio existen lugares de esta Zona de Lomas que han sido minados con objeto de producir arena adecuada para la construcción (ref. 29). Las minas abandonadas han sufrido derrumbes y no son fácilmente identificables desde la superficie. Se ha aplicado el levantamiento topográfico para conocer su trazo, con poco éxito; los métodos geofísicos son imprecisos para localizar cavernas o socavones, pero dan ciertas pautas para realizar sondeos sin recuperación de núcleos, que es el método más idóneo en estos casos. Cabe mencionar que por inadvertencia han ocurrido varios colapsos en construcciones a esta zona del Distrito Federal.

Una condición similar a la anterior se presenta en los terrenos cubiertos por basalto del Xitle en la zona del Pedregal de San Ángel, debido a que el atrapamiento de gases en la lava durante la erupción volcánica ha dejado cámaras con poco techo, susceptibles de colapso al aplicar cargas concentradas en la superficie. Por ello, es recomendable verificar bajo las columnas de construcción la existencia de tales cámaras mediante sondeos sin recuperación de núcleos, y en su caso, rellenarlas de concreto o mortero, inyectando después lechadas de agua y cemento para sellar el contacto relleno-roca

COMENTARIO.

Las condiciones del subsuelo en el área metropolitana de la Ciudad de México son de tal variedad que no es posible sintetizarlas mediante un modelo simple y representativo a la vez. Por ello, la exploración de estratigrafía y la determinación de propiedades mecánicas es una labor que no admite sustitutos para el diseño de cimentaciones.

ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL.

Con la información estratigráfica y de propiedades índice propuso hace unos treinta años la zonificación que se muestra en la fig. 13, en que los terrenos urbanizados en esa época se asignaron a tres zonas: Lomas, transición y Lago. Estos términos se cambiaron por los de zonas I, II y III en el reglamento de construcciones y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia sitios prácticamente inexplorados desde el punto de vista geotécnico.

Según aclaran las disposiciones reglamentarias, el plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones. Los sondeos que el reglamento demanda como mínimo para explorar el subsuelo son la base para que el geotecnista identifique la zona a la que pertenece el predio en cuestión, aplicando los criterios que al respecto establece la misma regulatoria.

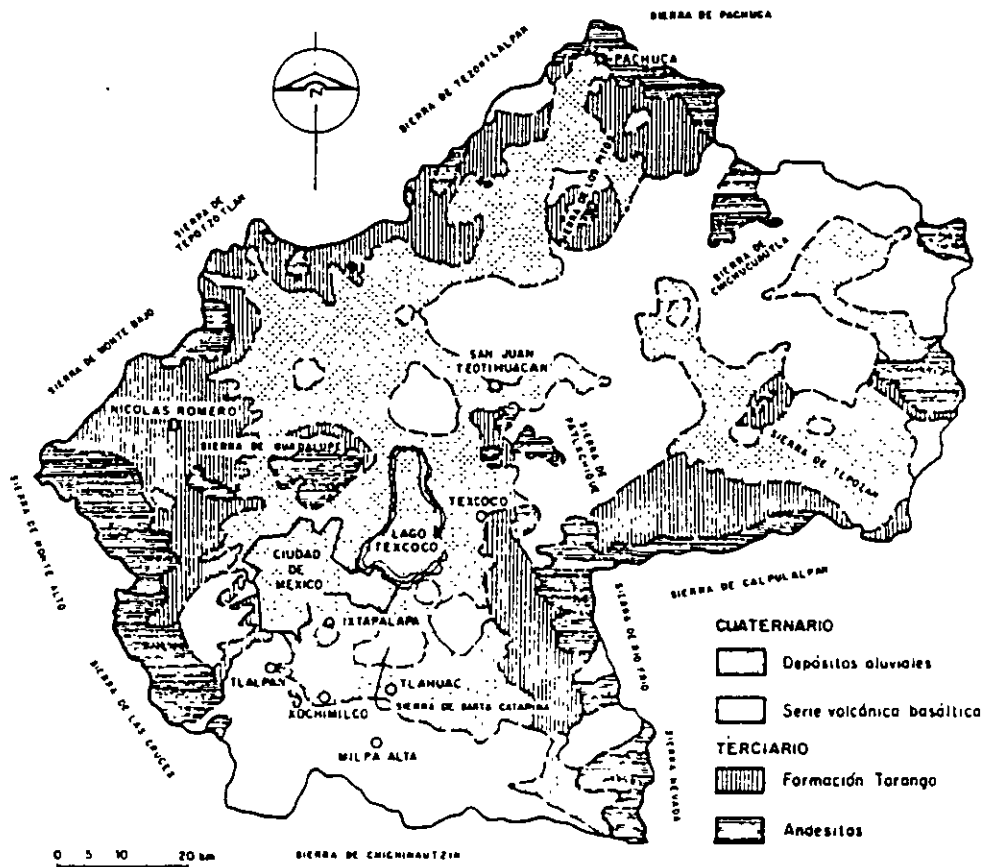
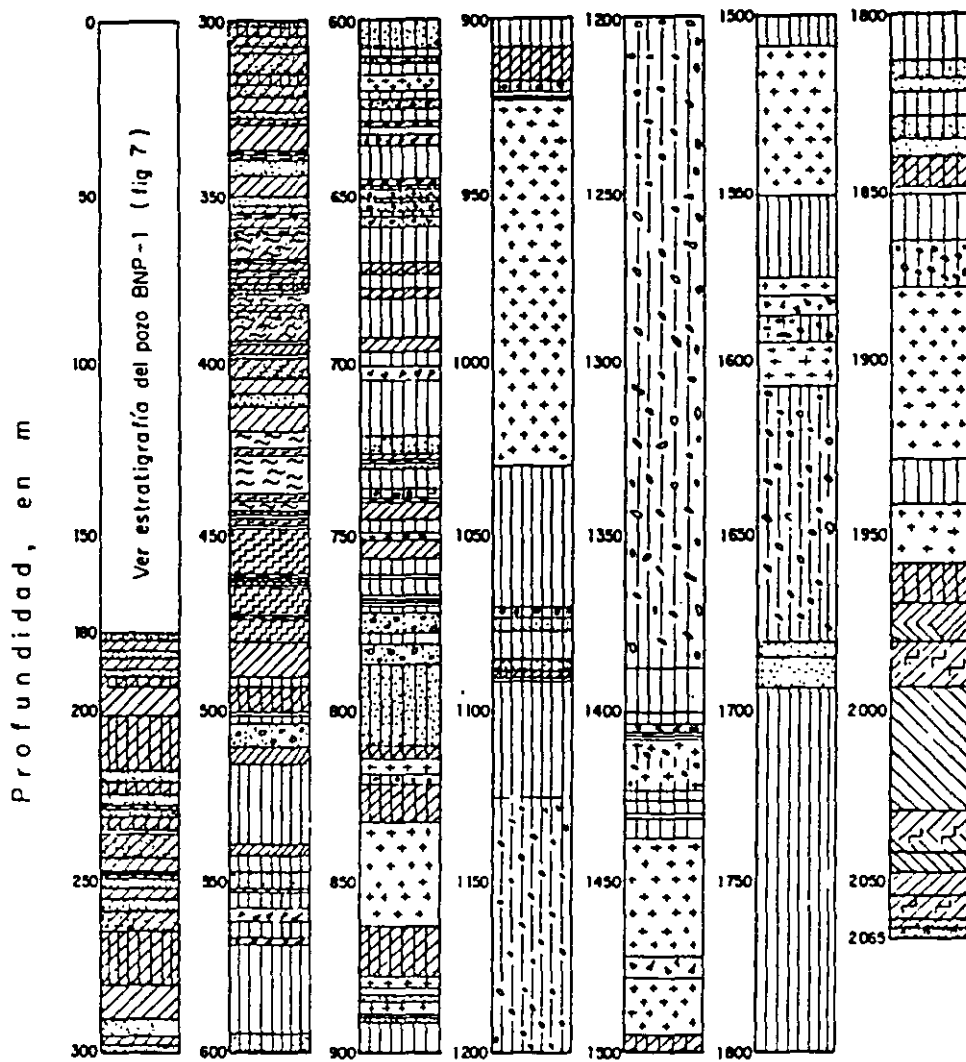


Fig 5 Geología superficial del Valle de México
(según F. Mooser)



SÍMBOLOS LITOLÓGICOS

Conglomerado	Breccia	Arena	Arcilla arenosa	Arcilla
Arenisco	Caliza lacustre	Marga	Anhidrita	Caliza lacustre arcillosa
Roca ígnea	Aglomerado	Toba arenosa	Toba	Toba arcillosa

Fig 6 Corte litológico del sondeo PP-1 (Ver fig 9)

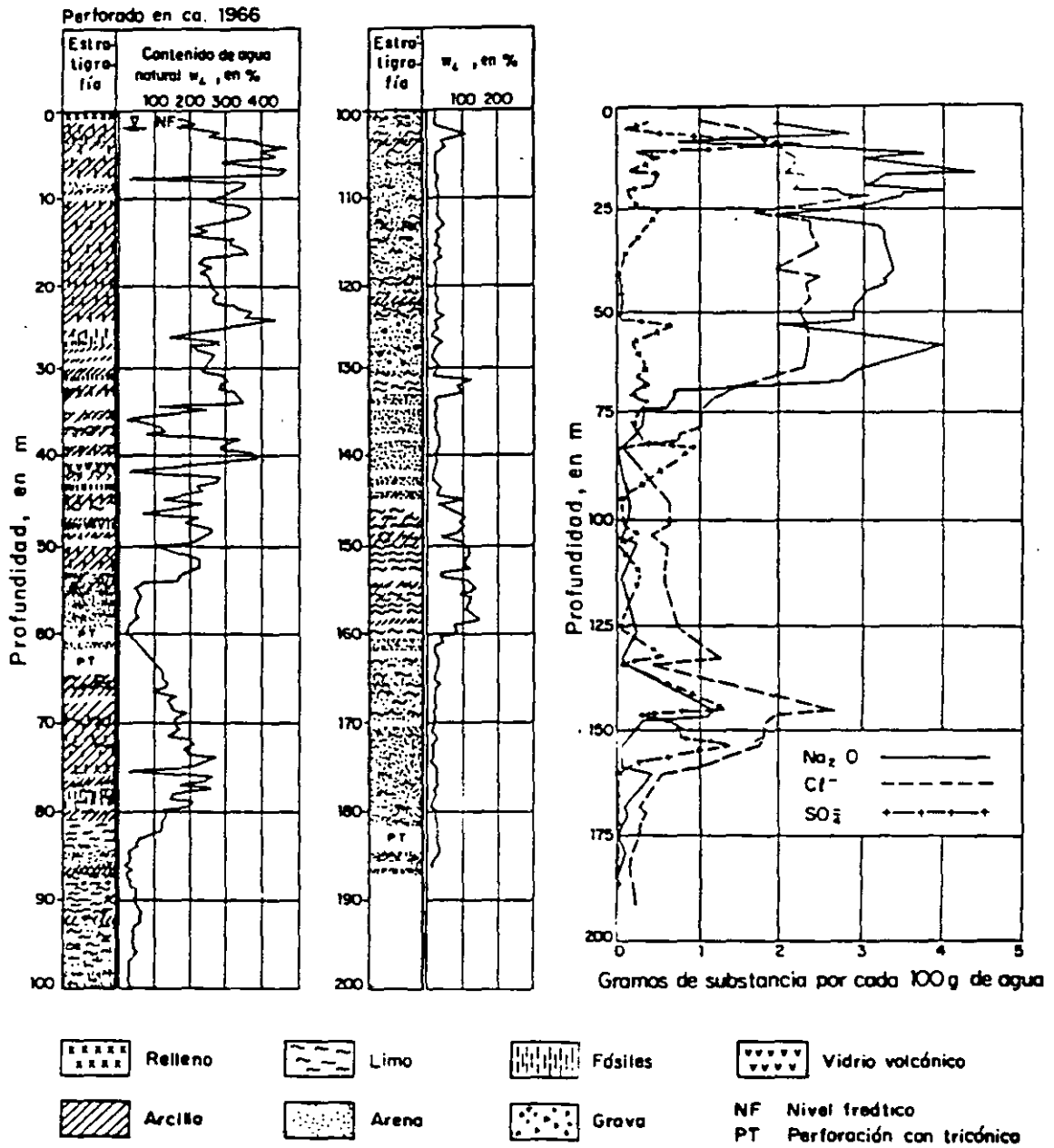


Fig 7 Estratigrafía, contenido de agua y alcalinidad total, iones cloruro y sulfato. Sondeo BNP-1; Lago Texcoco (Ver fig 9)

Perforado en agosto de 1951

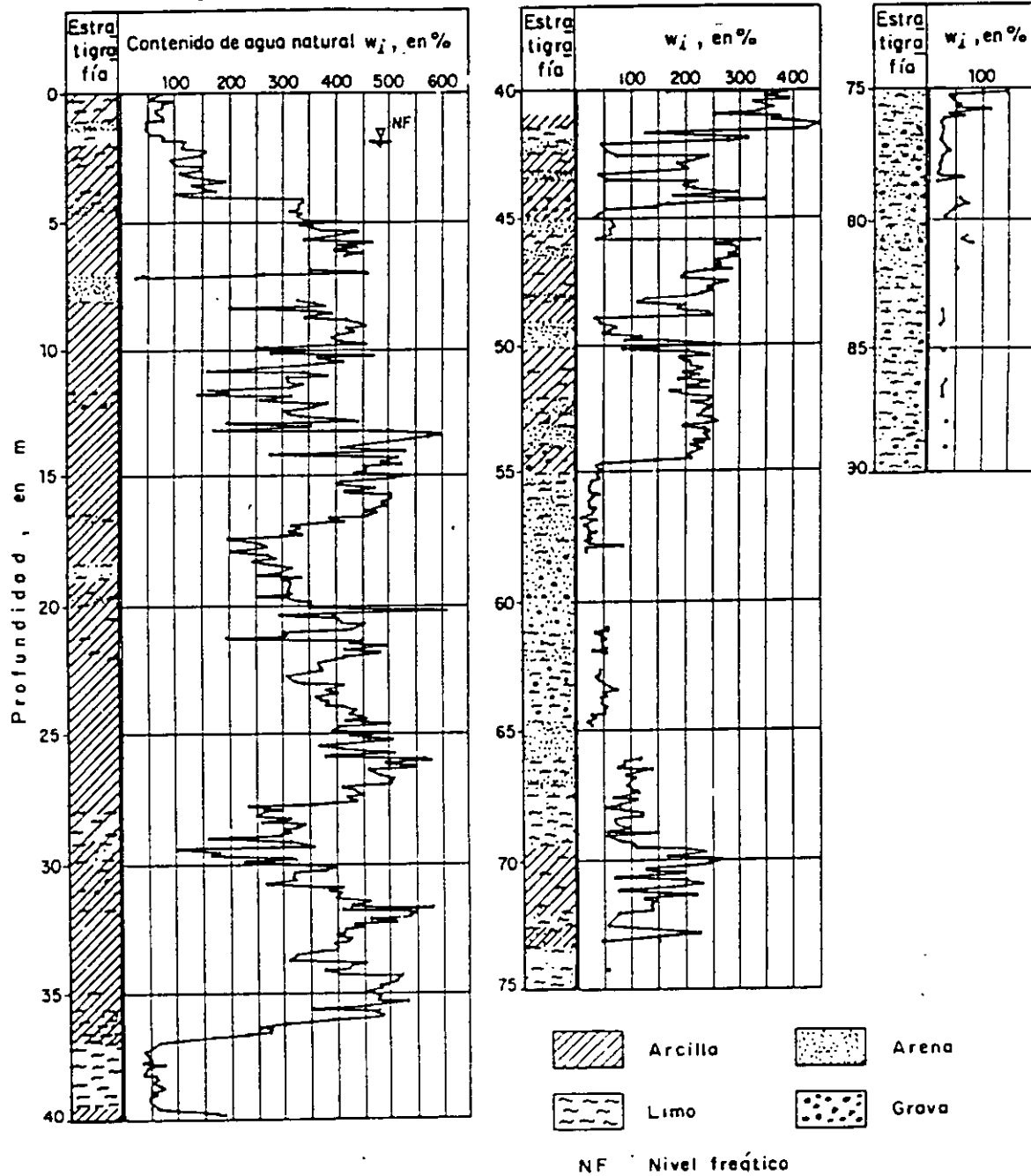


Fig 8 Sondeo continuo Pc-143 en la Zona del Lago
(Ver fig 13)

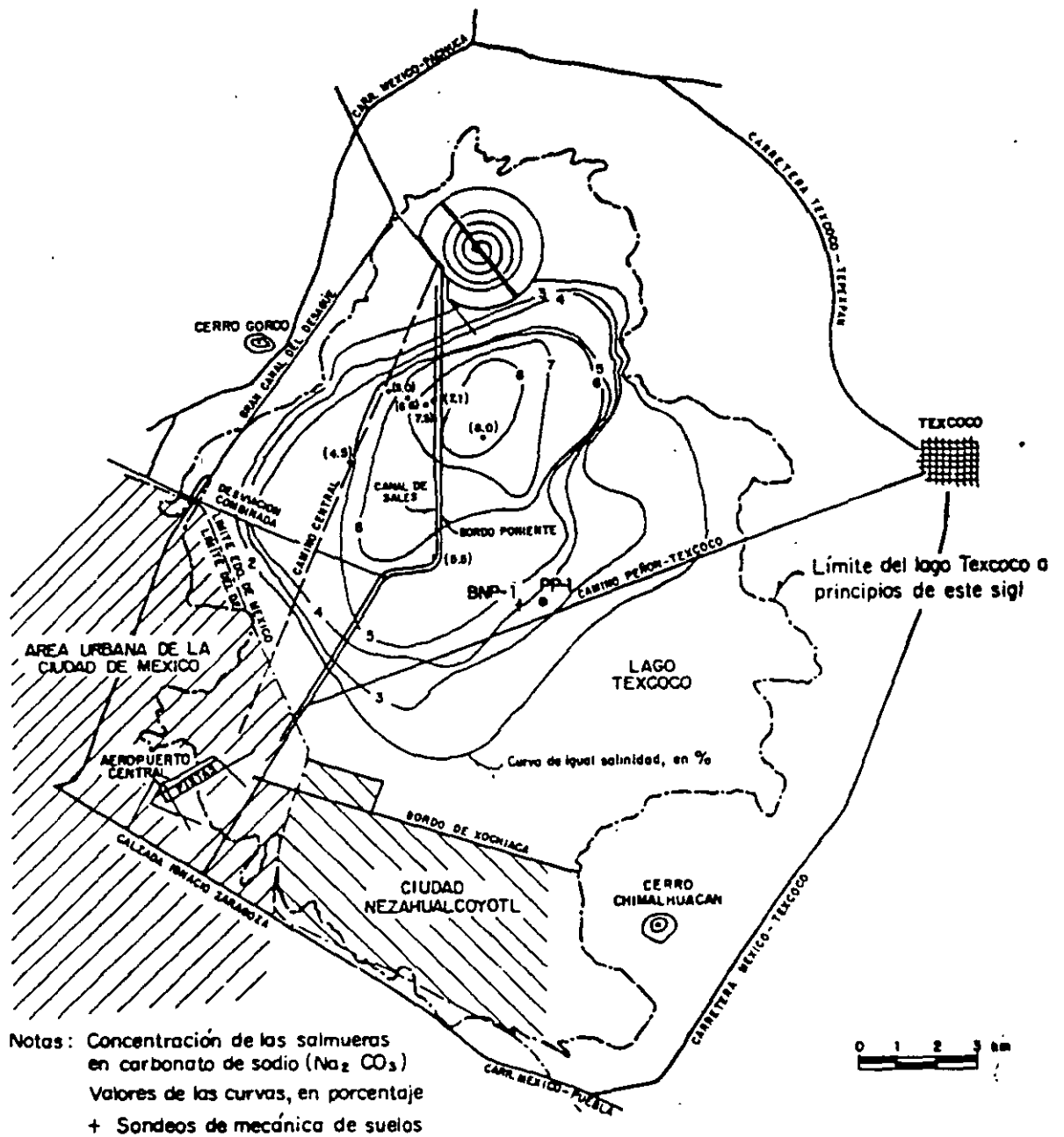


Fig 9 Curvas de igual salinidad en el lago Texcoco según determinaciones realizadas por Sosa Texcoco, S. A.

Perforado en agosto de 1952.

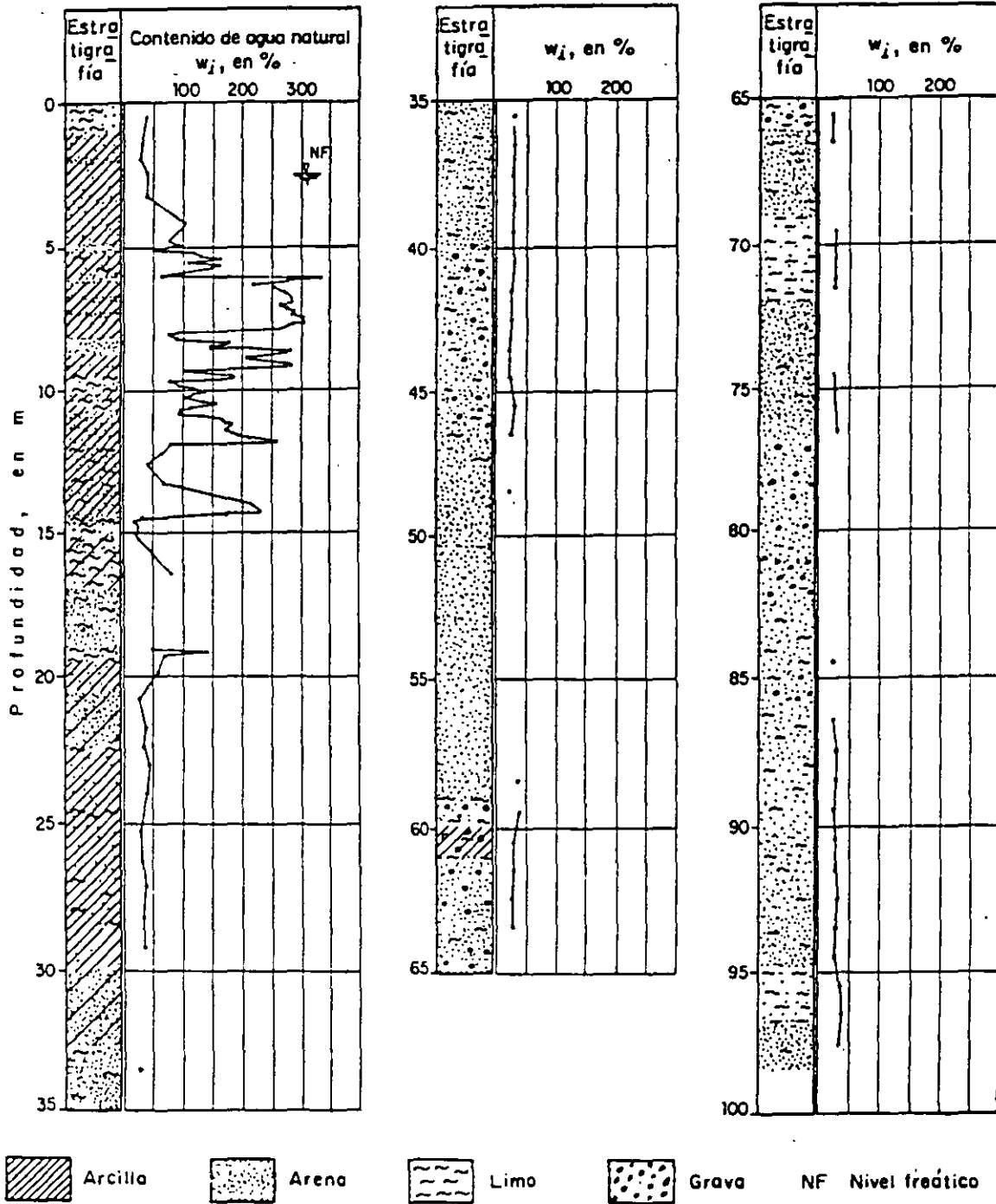
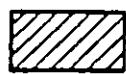
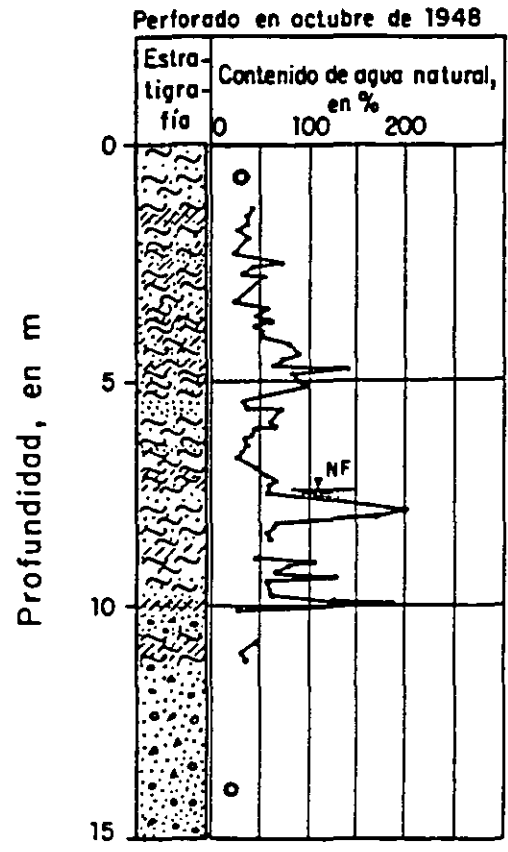


Fig 10 Sondeo continuo Pc-190 en la Zona de Transición
(Ver fig 13)



Arcilla



Arena



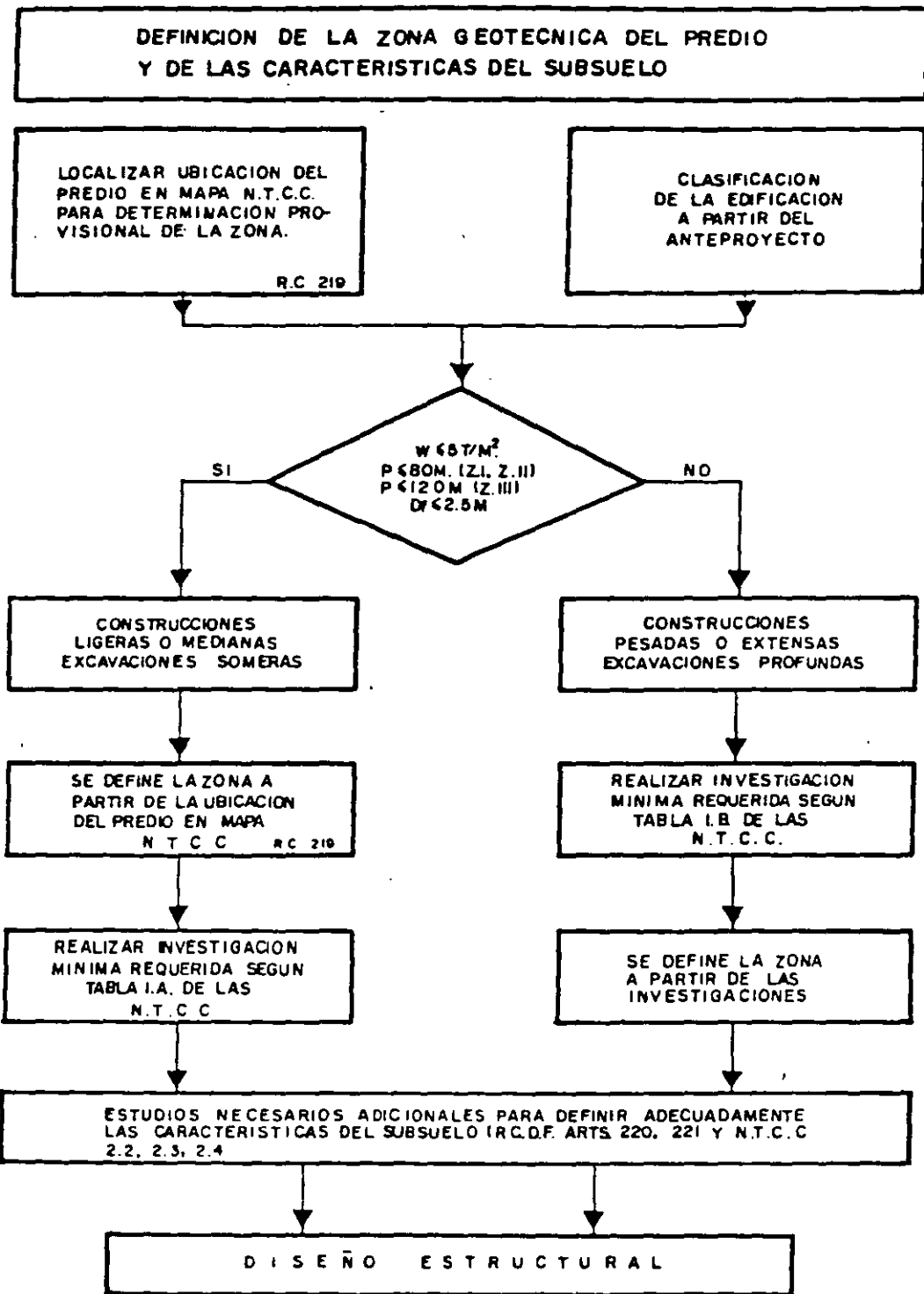
Limo



Grava

NF Nivel freático

Fig 11 Sondeo continuo Pc-62 en la Zona de Transición
(Ver fig 13)

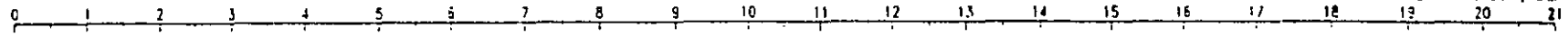


PROCEDIMIENTO PARA DEFINIR LAS CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO

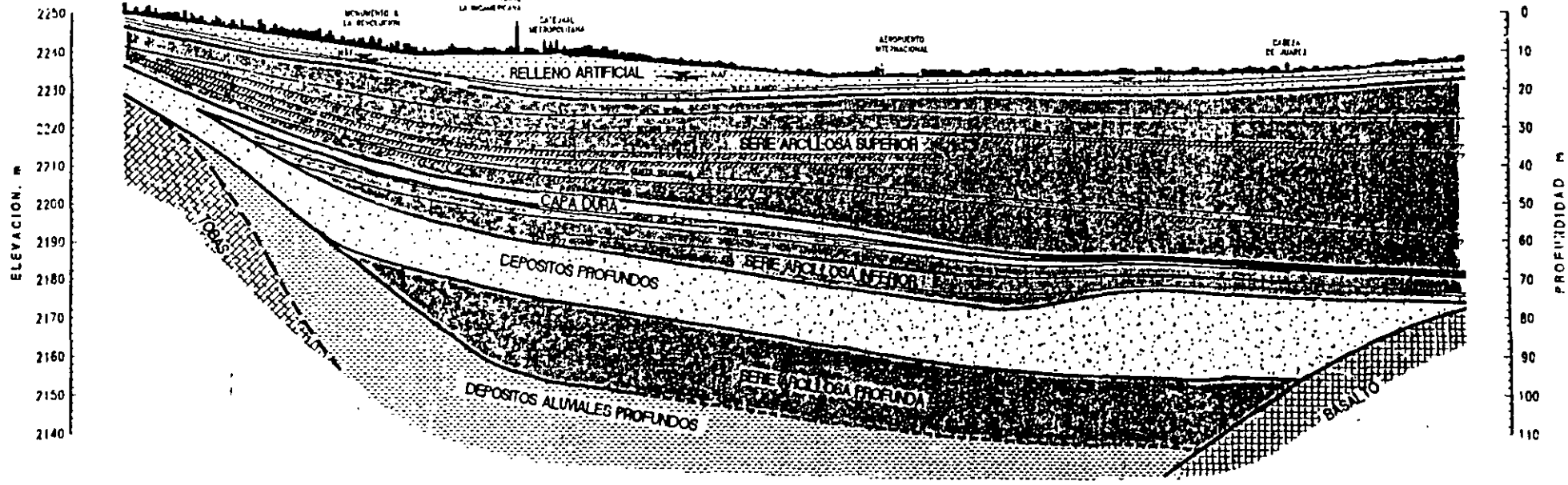
← PONIENTE

ORIENTE →

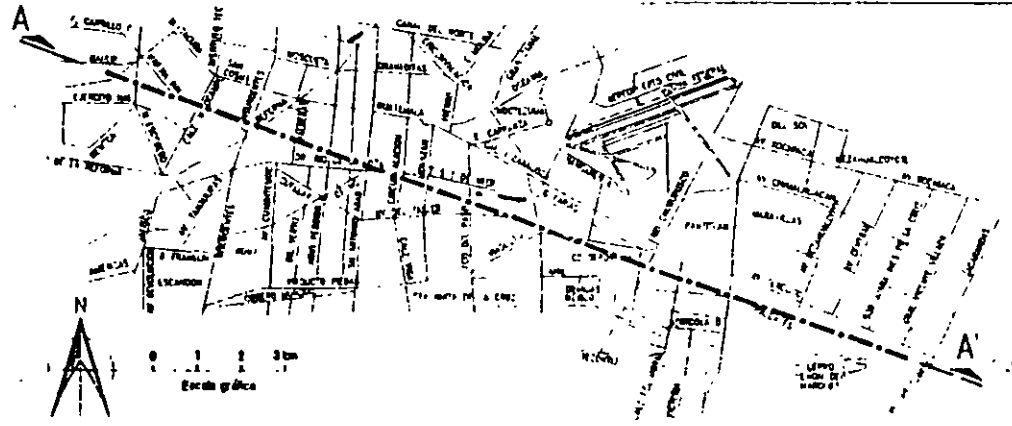
DISTANCIA, km



ZONA DE TRANSICION LAGO CENTRO ANTIGUA TRAZA LAGO CENTRO ZONA DE LAGO VIRGEN



CORTE A - A'



PLANTA DE LOCALIZACION

PERFIL ESTRATIGRAFICO CIUDAD DE MEXICO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS CIMENTACIONES

**EXPOSITOR: ING. GERMAN LOPEZ RINCON
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

4.1. Introducción

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño y Construcción de Cimentaciones establecen que los elementos mecánicos requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señaladas en 3.1. Estas combinaciones, tal como indica el inciso 3.1 de las normas, comprenden dos casos:

- Acciones permanentes más acciones variables (carga muerta, carga viva, acciones debidas a equipo vibratorio, hundimientos diferenciales, etc.)
- Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea más acciones accidentales (viento o sismo).

Para ambos casos deberán revisarse dos condiciones límite: de falta y de servicio. El problema a resolver, al diseñar estructuralmente la cimentación consiste en determinar la distribución de reacciones bajo la cimentación para cada una de las combinaciones de carga a que pueda estar sujeta la estructura durante la construcción, y posteriormente durante su vida útil. Conocida esta distribución de ecuaciones es posible, mediante las ecuaciones de la estática, calcular los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, y calcular la cantidad de acero de refuerzo y su distribución entre los elementos estructurales que constituyen la cimentación.

En virtud de que debe haber compatibilidad de deformaciones entre la cimentación y el suelo, juegan un papel muy importante las propiedades mecánicas de compresibilidad del suelo de apoyo y las propias de la estructura y su cimentación.

Las propiedades mecánicas de compresibilidad son función, dependiendo del tipo de suelo, tanto de nivel de esfuerzos como del tiempo (Zeevaert, 1973). Así mismo, dichas propiedades son diferentes en condiciones de carga que en condiciones dinámicas, de viento o sismo.

En el caso de la estructura, las propiedades mecánicas que, en un momento dado se requieran, dependen del tipo de análisis. Ha sido común en el pasado, para calcular los desplazamientos que sufre una estructura, tomar en cuenta únicamente las deformaciones debidas a flexión, despreciando los esfuerzos de la fuerza cortante, torsión y carga axial. Sin embargo, con el cada vez más fácil acceso a herramientas de cómputo poderosas, es posible el análisis de estructuras complejas de manera relativamente simple, en donde se tomen en cuenta todos los efectos.

4.2 Compresibilidad y cálculo de deformaciones en el suelo.

La deformación δ que sufre un estrato de suelo de espesor d , cuando se le aplica un incremento de esfuerzos $\Delta\sigma$, está dada por la expresión:

$$\delta_N = (M \cdot d \cdot \Delta\sigma)_N$$

en donde M es el módulo de deformación unitaria del estrato N , determinado en el laboratorio para las condiciones de cargas que espera tendrá el suelo bajo la cimentación.

La expresión anterior puede simplificarse de la forma:

$$\delta_N = \alpha_N \cdot \Delta\sigma_N$$

en este caso α_N representa la compresibilidad volumétrica del estrato N para el nivel medio de esfuerzos impuestos por $\Delta\sigma_N$ (Zeevaert, 1980).

Si se quiere calcular el hundimiento en diferentes puntos bajo la cimentación, puede utilizarse un procedimiento matricial (Zeevaert, 1980), el cual permite tomar en cuenta al mismo tiempo, distribución no uniforme de reacciones y uno o más estratos compresibles, fig 1.

La ecuación matricial para el cálculo de hundimientos es la siguiente:

$$\{\delta_i\} = (\delta_j)^T \cdot \{q_j\}$$

conocido el asentamiento bajo cada punto puede determinarse el módulo de cimentación o constante de resorte equivalente, por medio de la expresión:

$$K_i = q_i \cdot a_i / \delta_i$$

en donde a_i representa el área donde actúa la presión de contacto q_i .

4.3 Cálculo de desplazamientos en la estructura de cimentación y su compatibilidad con las deformaciones del suelo.

Los desplazamientos que sufre la estructura de cimentación dependerán de las fuerzas externas aplicadas y de las condiciones de apoyo que se impongan.

Tradicionalmente, el análisis de la superestructura se lleva a cabo suponiendo que ésta se apoya firmemente en la cimentación, sin permitir desplazamientos o giros de los apoyos. Las reacciones que se obtienen, fuerzas y momentos, se consideran acciones sobre la cimentación.

Actualmente se han desarrollado algunos procedimientos de cálculo (Deméneghi A. 1983.1990) que toman en cuenta de manera integral la superestructura, su cimentación y el suelo de apoyo. La distribución de reacciones bajo la cimentación depende de la configuración deformada de la cimentación.

Si la cimentación se considera 100% flexible, esta adoptará la configuración que resulta de aplicar al suelo una carga uniformemente repartida.

Si la cimentación se considera 100% rígida y no hay excentricidad de carga, el hundimiento será el mismo bajo cualquier punto de la cimentación. En este caso, la

distribución de reacciones es tal que se genera un "punteo" del centro hacia las orillas, fig 2.

El caso más general es aquel en el que la estructura de cimentación tiene una rigidez finita EI . La distribución de reacciones se determinan estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre la estructura de cimentación y el suelo, considerando que aquella se apoya en una serie de resortes que representan al suelo, fig 3.

El cálculo de las reacciones en cada resorte podrá determinarse utilizando alguno de los métodos conocidos de análisis, el método de las fuerzas o flexibilidades, o el método de los desplazamientos o rigideces.

Los desplazamientos en cada uno de los resortes se calcularán con la expresión.

$$\delta_i = R_i / K_i$$

Estos desplazamientos deberán ser iguales a los que sufre el suelo debido a la aplicación de las presiones de contacto o reacciones del suelo

$$q_i = R_i / a_i$$

Si los desplazamientos no resultan iguales, será necesario proponer otro valor para el módulo de cimentación o constante de resorte K_i . El valor del nuevo K_i podrá calcularse como se indica en 4.2.

El procedimiento anterior se repite hasta que en dos ciclos sucesivos el valor del módulo de cimentación no cambia o el cambio es insignificante desde un punto de vista práctico.

Es posible, (Zeevaert, 1980, Deméneghi, 1983, 1990) llevar a cabo el cálculo anterior sin realizar iteraciones, obteniendo la distribución de reacciones final en un sólo paso.

4.4 Ejemplo de cálculo

Para ilustrar el procedimiento de cálculo anterior, considérese el caso de cimentación que se muestra en la figura 4

Se trata de un cajón de 12x24 desplazando en un suelo de compresibilidad media a alta. Se determinará la distribución de reacciones en sentido longitudinal para los casos de cimentación 100% rígida y cimentación semiflexible con rigidez $EI = 6 \times 10^5 \text{ ton-m}^2$.

Para obtener la ecuación matricial de hundimientos en el suelo, se dividirá el cajón de cimentación en 6 franjas iguales de 4m de ancho cada una. La matriz de influencias de cada franja se calculó utilizando el algoritmo para $x=3$ (Zeevaert); obteniendo la matriz de influencias siguiente:

Estrato	l_{11}	l_{21}	l_{31}	l_{41}	l_{51}	l_{61}
A	0.8938	0.0477	0.0019	0.0003	0.0001	0.0000
B	0.4252	0.1791	0.0330	0.0072	0.0021	0.0007
C	0.1498	0.1143	0.0579	0.0248	0.0106	0.0048
D	0.0676	0.0600	0.0432	0.0270	0.0158	0.0090
E	0.0408	0.0380	0.0310	0.0228	0.0156	0.0103

El hundimiento del centro de cada franja debido a la carga unitaria aplicada en la franja 1 se obtiene multiplicando la transpuesta de la matriz de influencias por el vector de compresibilidad volumétrica de los estratos.

$$(l_{ji})^T \cdot \{\alpha_N\} = \{\delta_{ji}\}$$

donde resulta:

δ_{11}	δ_{21}	δ_{31}	δ_{41}	δ_{51}	δ_{61}
16.9040	4.4630	1.6640	0.7540	0.3700	0.1940 cm ³ /kg

Para obtener los valores debidos a cargas unitarias aplicada en las demás franjas se procedería de la misma manera. Sin embargo, debido a que todas las áreas son iguales, la matriz de hundimientos unitarios puede formularse rápidamente, tomando como eje de simetría la diagonal principal. De esta manera se obtiene la matriz de asentamientos unitarios y la ecuación EMA

16.9040	4.4630	1.6640	0.7540	0.3700	0.1940		q_1	δ_1
4.4630	16.904	4.4630	1.6640	0.7540	0.3700		q_2	δ_2
1.6640	4.4630	16.904	4.4630	1.6640	0.7540	x	q_3	δ_3
							=	
0.7540	1.6640	4.4630	16.904	4.4630	1.6640		q_4	δ_4
0.3700	0.7540	1.6640	4.4630	16.904	4.4630		q_5	δ_5
0.1940	0.3700	0.7540	1.6640	4.4630	16.904		q_6	δ_6

a) Cimentación 100% rígida

Debido a que no hay excentricidad de carga, el hundimiento bajo cada punto de la cimentación debe ser el mismo, en consecuencia aplicando EMA y resolviendo el sistema de ecuaciones para las reacciones q_i , suponiendo un asentamiento de 15cm, se tiene:

q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6
0.6670	0.4980	0.4830	0.4830	0.4980	0.6670 Kg/cm ³

Debe haber equilibrio externo por lo que $W = \sum q_i \cdot a_i = W_f$; en este caso resulta $W = 1582.08$ ton, por lo que el factor de corrección será $f_c = 2133.3/1582.08 = 1.348$

Finalmente, las reacciones que resultan para esta condición son:

q_i	8.9940	6.7150	6.5130	6.5130	6.7150	8.9940	Ton/m ²
K_i	21.3440	15.9360	15.4560	15.4560	15.9360	21.3440	Ton/cm

Así mismo el hundimiento será $\delta_a = 1.348 \times 15 = 20.2$ cm

En la figura 5 se muestra el diagrama de momento flexionante en la cimentación calculado con la distribución de reacciones anterior. En esa misma figura se ha superpuesto el diagrama correspondiente a una distribución uniforme de reacciones. Puede notarse el cambio de signo que resulta.

b) Cimentación semiflexible con $EI = 6 \times 10^5$ ton-m².

Para resolver el problema se supone la cimentación apoyada sobre resortes, tal como se indica en la figura 4. Los valores iniciales de K_i se tomaron de los resultados obtenidos en el caso de cimentación rígida

El método de cálculo utilizado es el de rigideces, obteniendo como primera aproximación las reacciones siguientes

R_i	453.242	323.5320	289.6320	289.6320	323.5320	453.2420	Ton
q_i	9.4430	6.7400	6.0340	6.0340	6.7400	9.4430	ton/m ²
d_i	20.8640	20.1650	19.3070	19.3070	20.1650	20.8640	cm
K_i	21.7240	16.0440	15.0010	15.0010	16.0440	21.7240	Ton/cm

Aplicando EMA se calcularon los asentamientos δ_{i+1} y los nuevos valores de K_{i+1} , resolviendo el sistema hiperestático nuevamente.

Las iteraciones continúan hasta obtener la precisión deseada.

Para el ejemplo se consideró satisfactorio después de la tercera iteración, obteniendo los siguientes resultados:

R _i	456.1690	329.0740	281.1640	281.1640	329.0740	456.1690	ton
q _i	9.5040	6.8560	5.8580	5.8580	6.8560	9.5040	Ton/m ²
k _i	21.7520	16.1840	14.8110	14.8110	16.1840	21.7520	Ton/cm

De la misma manera que para el caso de cimentación rígida en la figura 5 se dibujó el diagrama de momento flexionante correspondiente.

4.5 Conclusiones.

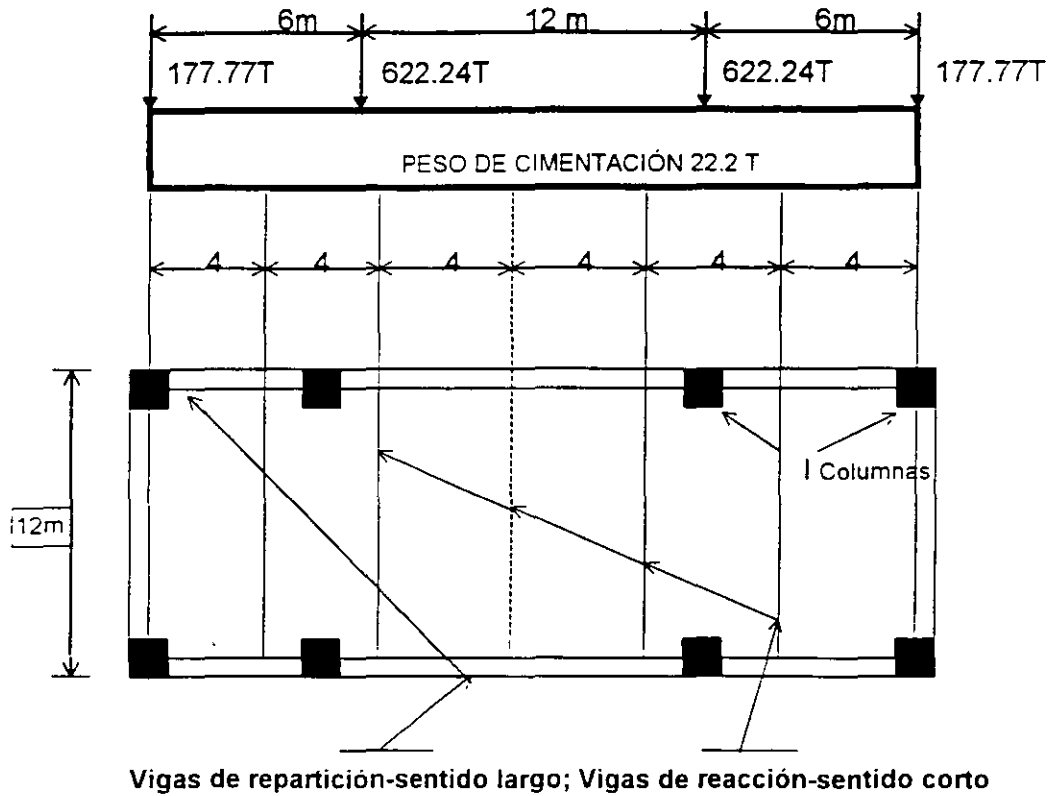
Conocidos los elementos mecánicos en la cimentación puede procederse al diseño estructural, proporcionando la cantidad de acero de refuerzo necesario, así como su distribución correcta.

Puede notarse, de la observación de la figura 6, que la condición de reacción uniforme, aparte de que no cumple con el requisito de compatibilidad entre las deformaciones de la estructura y los asentamientos del suelo, puede llevar a diseños del lado de la inseguridad al colocar de manera incorrecta el acero de refuerzo, o bien, a costos adicionales innecesarios.

Referencias:

- 1) Deméneghi, A. "Interacción Suelo-estructura ", Revista de Ingeniería, vol. LIII, No.4, pp 80-90. Facultad de Ingeniería, UNAM, 1983
- 2) Deméneghi. A. "Interacción Estática Suelo-Estructura. Análisis Tridimensional", Revista Ingeniería, Vol. LXII No.4, pp 41-48, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1992.
- 3) Zeevaert, L. "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold, 1973.
- 4) Zeevaert, L. "Interacción Suelo-Estructura de Cimentación", Editorial Limusa, S.A., 1980

Ejemplo de cálculo

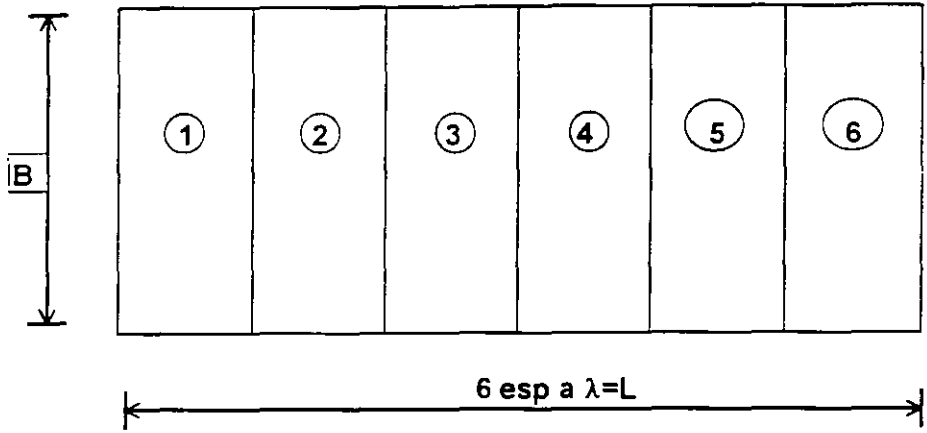


ESTRATO	CIMENTACIÓN
A	$Mz = 0.0383 \text{ cm}^2/\text{Kg}$, $d = 300 \text{ cm}$, $\alpha = 11.5 \text{ cm}^3/\text{kg}$
B	$Mz = 0.0383 \text{ cm}^2/\text{Kg}$, $d = 400 \text{ cm}$, $a = 8.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$
C	$Mz = 0.0194 \text{ cm}^2/\text{kg}$, $d = 800 \text{ cm}$, $a = 15.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$
D	$Mz = 0.0150 \text{ cm}^2/\text{Kg}$, $d = 500 \text{ cm}$, $a = 7.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$
E	$Mz = 0.0075 \text{ cm}^3/\text{Kg}$, $d = 600 \text{ cm}$, $a = 4.5 \text{ cm}^3/\text{Kg}$

*Datos tomados de la referencia 4

Figura 4.

**PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO
DE HUNDIMIENTOS EN EL SUELO**



$q_i = +1$

Estrato	1	2	3	4	5	6	
A	l_{11}^A	l_{21}^A	l_{31}^A	l_{41}^A	l_{51}^A	l_{61}^A	α_A
B	l_{11}^B	l_{21}^B	l_{31}^B	l_{41}^B	l_{51}^B	l_{61}^B	α_B
C	l_{11}^C	l_{21}^C	l_{31}^C	l_{41}^C	l_{51}^C	l_{61}^C	α_C

$$\delta_{ji} = (l_{ji}) \times \{\alpha_N\}$$

Figura 1.

*Tomadas de referencia 4

**DISTRIBUCIÓN DE REACCIONES
EN CIMENTACIÓN RIGIDA**

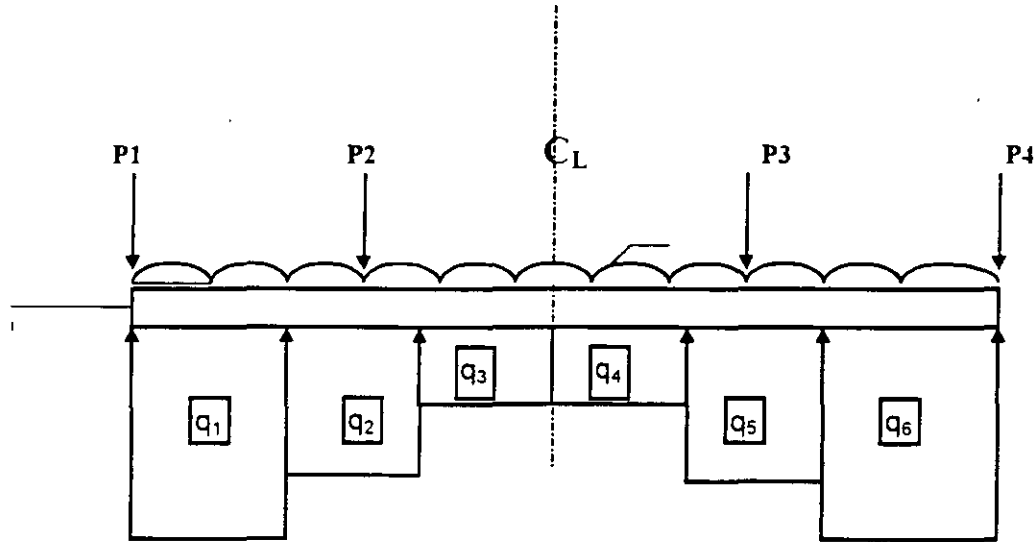
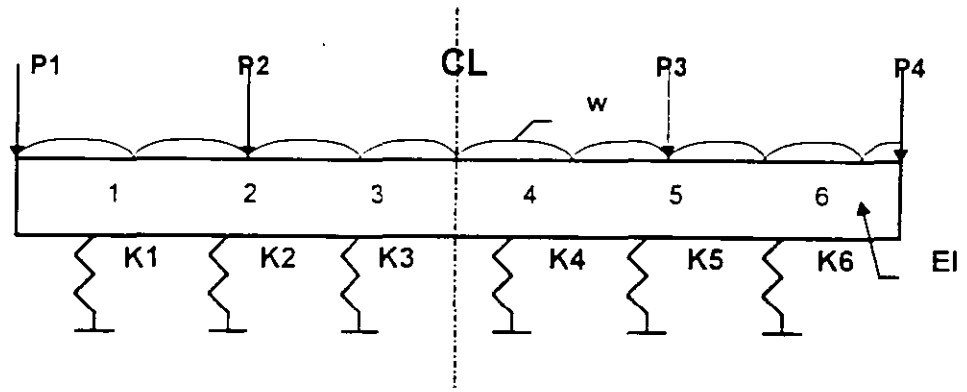


Figura 2.

**PROCEDIMIENTO DE CALCULO EN CIMENTACIONES
SEMIFLEXIBLES DE RIGIDECES (EI)**



Ejemplo de Cálculo

Figura 3.

CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES

Se le llama cimentación a la base de la estructura que soporta y que transmite al subsuelo las cargas de aquella.

Cada tipo de construcción tendrá una cimentación particular, que depende de la forma en que bajan las cargas y del tipo de suelo de apoyo.

En el Valle de México y en particular en el Distrito Federal se tienen diferentes suelos, con propiedades mecánicas de resistencia, compresibilidad y permeabilidad diferentes. De ahí que se ha dividido en tres zonas:

ZONA DE LOMAS

ZONA DE TRANSICIÓN - Baja

- Alta

ZONA LACUSTRE - Lago Centro

- Lago Virgen

El sitio donde se vaya a localizar una construcción deberá de investigarse para determinar adecuadamente las condiciones del subsuelo, independientemente de la zona a que corresponda.

Las cimentaciones pueden clasificarse en tres grandes grupos:

SOMERAS O SUPERFICIALES (Zapatatas y Losas)

COMPENSADAS (SEMIPROFUNDAS) (Cajones de cimentación: semicompensados ó sobrecompensados)

PROFUNDAS (Pilotes de fricción, pilotes de punta y pilas)

Cada tipo de cimentación deberá diseñarse para cumplir con lo siguiente:

1. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil.
2. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

METODO TRIDIMENSIONAL DE INTERACCION ESTATICA

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

MÉTODO TRIDIMENSIONAL DE INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA THREE DIMENSIONAL METHOD FOR THE ANALYSIS OF STATIC SOIL STRUCTURE INTERACTION

A. Deméneghi
Profesor, Universidad Nacional Autónoma de México

SINOPSIS Se presenta un procedimiento para el análisis de interacción estática suelo-estructura en tres dimensiones, el cual toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo. Esta técnica permite además conocer los elementos mecánicos en cualquier nudo de la estructura, incluyendo desde luego la estructura de cimentación. Con el propósito de ilustrar el empleo del método, se presenta un ejemplo sencillo de aplicación resuelto paso a paso.

1. INTRODUCCIÓN

Se han desarrollado hasta la fecha técnicas de interacción estática suelo-estructura bastante útiles la mayoría de ellas; sin embargo, muchos de estos métodos están elaborados para aplicarse únicamente en dos dimensiones de manera que el análisis de una estructura se realiza en un plano, la cual hace que se pierda la visualización del fenómeno tridimensional. Se puede intentar hacer análisis en dos direcciones ortogonales, pero aun así el procedimiento es aproximado, y además no es posible conocer los elementos mecánicos en las vigas intermedias de la estructura de cimentación. Por lo tanto, es necesario desarrollar procedimientos que tomen en cuenta el efecto tridimensional en la interacción suelo-estructura.

En este artículo se presenta un método de interacción tridimensional que toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo.

La técnica de interacción que se propone (Deméneghi 1983) consiste en considerar las reacciones del terreno de cimentación como cargas sobre la estructura, manejándolas como incógnitas. Después se calculan los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre él (estas cargas son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones, por la tercera ley de Newton). Finalmente se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, lo que equivale a igualar los desplazamientos entre ambos medios; con esto se resuelve el problema, ya que se obtienen los hundimientos del suelo y las reacciones sobre la estructura. Como previamente se realizó el análisis estructural, es posible determinar además los giros en los nudos de la estructura. Con estos resultados se pueden calcular los elementos mecánicos en toda la estructura, incluyendo desde luego a la estructura de cimentación.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Para fines de interacción es conveniente utilizar el método de rigideces del análisis estructural, en el que la ecuación general de equilibrio de una estructura esta dada por (Beaufait et al 1970)

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}_e + \underline{P}_c = 0 \quad (1)$$

donde:

\underline{K} = matriz de rigideces de la estructura
 $\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos
 \underline{P}_e = vector de cargas de empotramiento
 \underline{P}_c = vector de cargas concentradas.

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de la matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. Para ilustrar el procedimiento de interacción en tres dimensiones, consideraremos una retícula de barras horizontales ortogonales entre si, aun cuando esta técnica se puede hacer extensiva a barras inclinadas.

Sea un sistema ortogonal X-Y en un plano horizontal. Veamos primeramente la obtención de la matriz de rigidez en dirección Y (fig. 1). La convención de signos utilizada, en una barra horizontal, es la siguiente: los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig. 1a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas hacia arriba y las fuerzas normales horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig. 1b). A continuación presentamos la matriz de rigidez y los vectores de empotramiento para una barra en estas condiciones (barra m):

$$\underline{K}_m = \begin{bmatrix}
 \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{-6EI}{L^2} & \frac{-6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & \frac{-12EI}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 \frac{6EI}{L^2} & \frac{6EI}{L^2} & \frac{-12EI}{L^3} & \frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{AE}{L} & \frac{-AE}{L} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-AE}{L} & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GIt}{L} & \frac{-GIt}{L} \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-GIt}{L} & \frac{-GIt}{L}
 \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\underline{\delta}_M = \begin{bmatrix}
 \theta_P \\
 \theta_Q \\
 \delta_R \\
 \delta_S \\
 \delta_U \\
 \delta_V \\
 \theta_A \\
 \theta_B
 \end{bmatrix} \quad (3)$$

consideraremos vigas sometidas únicamente a una carga repartida W (fig. 2). Para la obtención de los vectores de empotramiento en las vigas de la estructura de cimentación, debido a la reacción del terreno, suponemos una carga repartida de un extremo hasta la mitad de una barra y otra carga repartida de la mitad hasta el otro extremo de la barra (fig. 2). En estas condiciones, el vector de cargas de empotramiento vale:

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_r + \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32}\right)L r_r + \left(\frac{3}{32}\right)L r_s \\ -\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32}\right)L r_r + \left(\frac{13}{32}\right)L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

(4)

\underline{K}_m = matriz de rigideces de la barra m

$\underline{\delta}_m$ = vector de desplazamiento de la barra m

\underline{P}_m = vector de cargas de empotramiento de la barra m.

En la dirección X se emplean las mismas ecuaciones 2 a 4.

Como indicamos antes, la matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigideces de todas y cada una de las barras de la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura se obtiene sumando los vectores de cargas de empotramiento de todas y cada una de las barras. El vector de cargas concentradas se determina asignando a cada grado de libertad la carga concentrada que actúa sobre el. Con esto se realiza el análisis estructural de toda la estructura.

3. HUNDIMIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.

En este inciso consideraremos las cargas que transmite la estructura sobre el terreno de apoyo, las que son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton. Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas; consideremos una reacción r_k actuando en una superficie (fig. 3); la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$, donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor H_{ij} , debido a la carga r_k vale:

$$\delta_{ijk} = M_{z_{ij}} H_{ij} \sigma_{z_{ik}}$$

pero:

$$\sigma_{z_{ik}} = I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

donde I_{ijk} es el valor de influencia, el cual esta dado por el esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert 1973).

$M_{z_{ij}}$ es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente de la deformación unitaria vertical del estrato, entre el esfuerzo normal vertical que la ocasiona.

En consecuencia:

$$\delta_{ijk} = M_{z_{ij}} H_j I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

La deformación del estrato, debida a todas las cargas vale:

$$\delta_{ij} = M_{z_{ij}} H_j \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

donde n_r es el número de cargas r_k .

El asentamiento bajo el punto i vale:

$$\delta_i = \sum_{j=1}^{n_e} M_{z_{ij}} H_j \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

(5)

donde n_e es el número total de estratos.

En la ec. 5 los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k .

4. COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES.

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como de los terrenos son iguales, es decir, que el suelo no se despega de la estructura. Analíticamente esto se alcanza sustituyendo los valores dados por la ec. 5 en la ec. 1. De esta manera desaparece como incógnitas los giros en los nudos y las reacciones del terreno. Es fácil ver que el número de ecuaciones es el mismo que el de incógnitas, con lo que se puede resolver el sistema de ecuaciones y despejar los giros y las reacciones. Empleando la ec. 5, ya conocidas las reacciones, se pueden determinar también los hundimientos del terreno de apoyo.

5. ELEMENTOS MECÁNICOS.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra m valen, para la dirección Y :

$$M'_p = \frac{wL^2}{12} - \left(\frac{11}{192}\right)L^2 r_r - \left(\frac{5}{192}\right)L^2 r_s + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad (6)$$

$$M'_q = -\frac{wL^2}{12} + \left(\frac{5}{192}\right)L_r^2 r_r + \left(\frac{11}{192}\right)L_r^2 r_s + \left(\frac{2EI}{L}\right)\theta_p + \left(\frac{4EI}{L}\right)\theta_q - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_r + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\delta_s \quad (7)$$

$$V'_r = -\frac{wL}{2} + \left(\frac{13}{32}\right)Lr_r + \left(\frac{3}{32}\right)Lr_s - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p - \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad (8)$$

$$V'_s = -\frac{wL}{2} + \left(\frac{3}{32}\right)Lr_r + \left(\frac{13}{32}\right)Lr_s + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_p + \left(\frac{6EI}{L^2}\right)\theta_q - \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_r + \left(\frac{12EI}{L^3}\right)\delta_s \quad (9)$$

$$N'_v = \frac{AE}{L}\delta_v - \frac{AE}{L}\delta_r \quad (10)$$

$$N'_r = -\frac{AE}{L}\delta_v + \frac{AE}{L}\delta_r \quad (11)$$

$$M'_a = \frac{GI_t}{L}\theta_a - \frac{GI_T}{L}\theta_b \quad (12)$$

$$M'_b = -\frac{GI_t}{L}\theta_a + \frac{GI_T}{L}\theta_b \quad (13)$$

En la dirección X se emplean la mismas expresiones, excepto la s ecs. 12 y 13, que cambian a:

$$M'_a = -\frac{GI_t}{L} \theta_a + \frac{GI_T}{L} \theta_b \quad (14)$$

$$M'_b = \frac{GI_t}{L} \theta_a - \frac{GI_T}{L} \theta_b \quad (15)$$

(Las ecs. 14 y 15 se emplean únicamente para la determinación de elementos mecánicos en la barra m, dirección X).

6. EJEMPLO ILUSTRATIVO.

Presentamos en este inciso un ejemplo muy sencillo resuelto paso a paso, con el propósito de que el lector visualice las etapas requeridas para el análisis de interacción.

Se pide determinar las reacciones y los hundimientos del terreno, para la estructura mostrada en la fig. 4, cuya cimentación es a base de una losa corrida. Se piden también los elementos mecánicos. La estratigrafía y propiedades del subsuelo se muestran en la fig. 5. Despreciar efectos de acortamiento de barras.

a) Análisis estructural

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura, como se indica en la fig. 6 dada la simetría de la estructura, presentamos a continuación los de las barras 1, 2, 7 y 8.

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	θ_a	θ_b
1	θ_{10}	θ_{12}	δ_1	δ_2	θ_{11}	θ_{13}
2	θ_{16}	θ_{18}	δ_4	δ_5	θ_{17}	θ_{19}
7	θ_{11}	θ_{17}	δ_1	δ_4	θ_{10}	θ_{16}
8	θ_{13}	θ_{19}	δ_2	δ_5	θ_{12}	θ_{18}

A continuación hallaremos las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de las barras 1, 2, 7 y 8. Las demás matrices y vectores se obtienen en forma similar. Aplicando la ec. 2 para de las barras 1, 2, 7 y 8:

$$K_1 = \begin{bmatrix} \theta_{10} & \theta_{12} & \delta_1 & \delta_2 & \theta_{11} & \theta_{13} \\ 2382.53 & 1191.26 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ 1191.26 & 2382.53 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ -831.12 & -831.12 & 386.57 & -386.57 & 0 & 0 \\ 831.12 & 831.12 & -386.57 & 386.57 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 310.23 & -310.23 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -310.23 & 310.23 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{10} \\ \theta_{12} \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_{11} \\ \theta_{13} \end{matrix}$$

$$K_2 = \begin{bmatrix} \theta_{16} & \theta_{18} & \delta_4 & \delta_5 & \theta_{17} & \theta_{19} \\ 533.86 & 266.93 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ 266.93 & 533.86 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ -186.23 & -186.23 & 86.62 & -86.62 & 0 & 0 \\ 186.23 & 186.23 & -86.62 & 86.62 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 61.13 & -61.13 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -61.13 & 61.13 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{16} \\ \theta_{18} \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \theta_{17} \\ \theta_{19} \end{matrix}$$

$$K_7 = \begin{bmatrix} \theta_{11} & \theta_{17} & \delta_1 & \delta_4 & \theta_{10} & \theta_{16} \\ 2382.53 & 1191.26 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ 1191.26 & 2382.53 & -831.12 & 831.12 & 0 & 0 \\ -831.12 & -831.12 & 386.57 & -386.57 & 0 & 0 \\ 831.12 & 831.12 & -386.57 & 386.57 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 310.23 & -310.23 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -310.23 & 310.23 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{11} \\ \theta_{17} \\ \delta_1 \\ \delta_4 \\ \theta_{10} \\ \theta_{16} \end{matrix}$$

$$K_8 = \begin{bmatrix} \theta_{13} & \theta_{19} & \delta_2 & \delta_5 & \theta_{12} & \theta_{18} \\ 533.86 & 266.9 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ 266.93 & 533.86 & -186.23 & 186.23 & 0 & 0 \\ -186.23 & -186.23 & 86.62 & -86.62 & 0 & 0 \\ 186.23 & 186.23 & -86.62 & 86.62 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 61.13 & -61.13 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -61.13 & 61.13 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_{13} \\ \theta_{19} \\ \delta_2 \\ \delta_5 \\ \theta_{12} \\ \theta_{18} \end{matrix}$$

La matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras de la estructura (el rango de cada matriz se toma de 27 por 27). A manera de ejemplo se presenta a continuación la matriz de rigidez de la estructura para los primeros 5 grados de libertad:

$$\underline{K} = \begin{matrix} & \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \delta_4 & \delta_4 & \dots & \\ \begin{matrix} \left[\right. \\ - \\ \end{matrix} & 773.13 & -386.565 & 0 & -386.565 & 0 & \dots & \delta_1 \\ & -386.565 & 859.750 & -386.565 & 0 & -86.619 & \dots & \delta_2 \\ & 0 & -386.565 & 773.13 & 0 & 0 & \dots & \delta_3 \\ & -386.565 & 0 & 0 & 859.750 & -86.619 & \dots & \delta_4 \\ & 0 & -86.619 & 0 & -86.619 & 346.477 & \dots & \theta_5 \\ & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \end{matrix}$$

El vector de desplazamientos, para los primeros 5 grados de libertad, vale:

$$\underline{\delta} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \vdots \end{bmatrix}$$

Determinemos a continuación el vector de cargas de empotramiento. Aplicando la ec. 4 para las barras 1, 2, 7 y 8:

$$\underline{P}_1^e = \begin{matrix} & & & & & \text{GL} \\ \begin{matrix} \left[\right. \\ - \\ \end{matrix} & 1.233 - 1.0593r_1 - 0.4815r_2 & & & & 10 \\ & -1.233 + 0.4815r_1 + 1.0593r_2 & & & & 12 \\ & -1.72 + 1.747r_1 + 0.4031r_2 & & & & 1 \\ & -1.72 + 0.4031r_1 + 1.747r_2 & & & & 2 \\ & & 0 & & & 11 \\ & & 0 & & & 13 \end{matrix}$$

GL= Grados de Libertad.

$$\underline{P}_2^e = \begin{array}{r} \text{GL} \\ \left[\begin{array}{l} 2.465 - 1.0593r_4 - 0.4815r_5 \\ -2.465 + 0.4815r_4 + 1.0593r_5 \\ -3.44 + 1.747r_4 + 0.4031r_5 \\ -1.72 + 0.4031r_4 + 1.747r_5 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right] \begin{array}{l} 16 \\ 18 \\ 4 \\ 5 \\ 17 \\ 19 \end{array} \end{array}$$

$$\underline{P}_7^e = \begin{array}{r} \text{GL} \\ \left[\begin{array}{l} 1.233 - 1.0593r_1 - 0.4815r_4 \\ -1.233 + 0.4815r_1 + 1.0593r_4 \\ -1.72 + 1.747r_1 + 0.4031r_4 \\ -1.72 + 0.4031r_1 + 1.747r_4 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right] \begin{array}{l} 11 \\ 17 \\ 1 \\ 4 \\ 10 \\ 16 \end{array} \end{array}$$

$$\underline{P}_8^e = \begin{array}{r} \text{GL} \\ \left[\begin{array}{l} 2.465 - 1.0593r_2 - 0.4815r_5 \\ -2.465 + 0.4815r_2 + 1.0593r_5 \\ -3.44 + 1.747r_2 + 0.4031r_5 \\ -1.72 + 0.4031r_2 + 1.747r_5 \\ 0 \\ 0 \end{array} \right] \begin{array}{l} 13 \\ 19 \\ 2 \\ 5 \\ 12 \\ 18 \end{array} \end{array}$$

Como ejemplo presentamos a continuación el vector de cargas de empotramiento de la estructura para los primeros 5 grados de libertad

$$\underline{P}_C = \begin{array}{r} \text{GL} \\ \left[\begin{array}{l} -3.44 + 3.494r_1 + 0.4031r_2 + 0.4031r_4 \\ -6.88 + 0.4031r_1 + 5.241r_2 + 0.4031r_3 + 0.4031r_5 \\ -3.44 + 0.4031r_2 + 3.494r_3 + 0.4031r_6 \\ -6.88 + 0.4031r_1 + 5.241r_4 + 0.4031r_5 + 0.4031r_7 \\ -13.76 + 0.4031r_2 + 0.4031r_4 + 6.988r_5 + 0.4031r_6 + 0.4031r_8 \\ \vdots \end{array} \right] \begin{array}{l} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ \vdots \end{array} \end{array}$$

GL= Grados de Libertad.

El vector de cargas concentradas, para los primeros 5 grados de libertad esta dado por:

$$P_c = \begin{matrix} & \text{GL} \\ \begin{bmatrix} -9.6 \\ 0 \\ -9.6 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ \vdots \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Sustituyendo valores en la ec. 1, y tomando en cuenta que, por simetria:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 & \delta_2 &= \delta_4 = \delta_6 = \delta_8 \\ r_1 &= r_3 = r_7 = r_9 & r_2 &= r_4 = r_6 = r_8 \\ \theta_{10} &= \theta_{11} = -\theta_{14} = \theta_{15} = \theta_{22} = -\theta_{23} = -\theta_{26} = -\theta_{27} \\ \theta_{13} &= \theta_{16} = -\theta_{20} = -\theta_{25} \end{aligned}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que representan el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente):

Grado de Libertad 1.

$$773.14 \delta_1 - 773.14 \delta_2 - 1662.24 \theta_{10} + 3.494 r_1 + 0.8062 r_2 - 3.44 - 9.6 = 0 \quad (a)$$

Grado de Libertad 2

$$-773.14 \delta_1 + 859.767 \delta_2 - 86.62 \delta_5 + 1662.24 \theta_{10} - 186.26 \theta_{13} + 0.8062 r_1 + 5.241 r_2 + 0.4031 r_5 - 6.88 = 0 \quad (b)$$

Grado de Libertad 5

$$-346.48 \delta_2 + 346.48 \delta_5 + 744.92 \theta_{13} + 1.6124 r_2 + 6.988 r_5 - 13.76 = 0 \quad (c)$$

Grado de Libertad 10

$$-831.12 \delta_1 + 831.12 \delta_2 + 2692.76 \theta_{10} - 310.23 \theta_{23} - 1.0593 r_1 - 0.4815 r_2 + 1.233 = 0 \quad (d)$$

Grado de Libertad 13

$$-186.23 \delta_2 + 186.23 \delta_5 - 620.46 \theta_{10} + 1154.32 \theta_{13} - 1.0593 r_2 - 0.4815 r_5 + 2.465 = 0 \quad (e)$$

b) Análisis de deformaciones del terreno de cimentación. Haciendo $i = 1$ en la ec. 5.

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \sum_{j=1}^2 M_{z_j} H_j \sum_{k=1}^9 I_{1jk} r_k \frac{d_k}{q} \\ &= M_{z_1} H_1 (I_{111} d_1 \frac{r_1}{q} + I_{112} d_2 \frac{r_2}{q} + \dots + I_{119} d_9 \frac{r_9}{q}) \\ &\quad + M_{z_2} H_2 (I_{121} d_1 \frac{r_1}{q} + I_{122} d_2 \frac{r_2}{q} + \dots + I_{129} d_9 \frac{r_9}{q}) \end{aligned}$$

Como se indicó en el inciso 3, el valor de la influencia I_{ijk} representa el esfuerzo en el punto ij debido a una presión unitaria colocada en el área K . Calculemos como ejemplo un valor de influencia, digamos el I_{115} . En la fig. 7 se muestra la planta del área 5 y del punto 1. Colocamos una presión unitaria en el área 5 y calculamos el esfuerzo bajo el punto 1, a la mitad del estrato 1, es decir, a una profundidad de 1.2 m. Aplicando la ecuación de Boussinesq, se obtiene en forma similar. Sustituyendo valores en la ec. (A).

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.0154(2.4) \left[0.2271 \frac{4.3r_1}{4.6225} + 0.009375 \frac{6.45r_2}{9.245} + 0.0001528 \frac{4.3r_3}{4.6225} + 0.009375 \frac{6.45r_4}{9.245} \right. \\ &\quad + 0.002988 \frac{8.6r_5}{18.49} + 0.0001625 \frac{6.45r_6}{9.245} + 0.0001528 \frac{4.3r_7}{4.6225} + 0.0001625 \frac{6.45r_8}{9.245} \\ &\quad \left. + 0.00002824 \frac{4.3r_9}{4.6225} \right] \\ &\quad + 0.0222(2.0) \left[0.1139 \frac{4.3r_1}{4.6225} + 0.04407 \frac{6.45r_2}{9.245} + 0.002284 \frac{4.3r_3}{4.6225} + 0.04407 \frac{6.45r_4}{9.245} \right. \\ &\quad + 0.028026 \frac{8.6r_5}{18.49} + 0.002638 \frac{6.45r_6}{9.245} + 0.0022836 \frac{4.3r_7}{4.6225} + 0.002638 \frac{6.45r_8}{9.245} \\ &\quad \left. + 0.0005157 \frac{4.3r_9}{4.6225} \right] \end{aligned}$$

Por simetría:

$$r_1 = r_3 = r_7 = r_9$$

$$r_2 = r_4 = r_6 = r_8$$

Sustituyendo valores y haciendo operaciones.

$$\delta_1 = 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_5 \quad (f)$$

En forma análoga se obtiene δ_2 y δ_5

$$\delta_2 = 0.0036877 r_1 + 0.020326 r_2 + 0.0021424 r_5 \quad (g)$$

$$\delta_5 = 0.0028714 r_1 + 0.010629 r_2 + 0.025023 r_5 \quad (h)$$

c) Compatibilidad de deformaciones.

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra resolviendo el sistema de ecuaciones de la (a) a la (h); así:

$$r_1 = 3.2353 \text{ t/m} \quad r_2 = 1.0817 \text{ t/m} \quad r_5 = 1.1488 \text{ t/m}$$

$$\theta_{10} = 0.003760 \quad \theta_{13} = -0.0007646$$

$$\delta_1 = 0.04558 \text{ m} \quad \delta_2 = 0.03638 \text{ m} \quad \delta_5 = 0.04953 \text{ m}$$

Como ilustración hallaremos los elementos mecánicos en las barras 1 y 7.

Barra 1

Aplicando las ecs. 6 a 11, 14 y 15.

$$M'_{10} = -1.403 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t}$$

$$M'_{11} = -1.404 \text{ t.m}$$

$$M'_{12} = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V'_2 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{13} = 1.404 \text{ t.m}$$

Barra 7

Aplicando las ecs. 6 a 13.

$$M'_{11} = -1.403 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t}$$

$$M'_{11} = 1.404 \text{ t.m}$$

$$M'_{17} = -1.697 \text{ t.m}$$

$$V'_2 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{13} = -1.404 \text{ t.m}$$

7. CONCLUSIONES.

Como se puede apreciar en los incisos anteriores, es posible en forma sencilla llevar a cabo el análisis de interacción estática suelo - estructura en el espacio, sin necesidad de hacer iteraciones. Además, se toma en cuenta la estructura y todos los estratos del subsuelo.

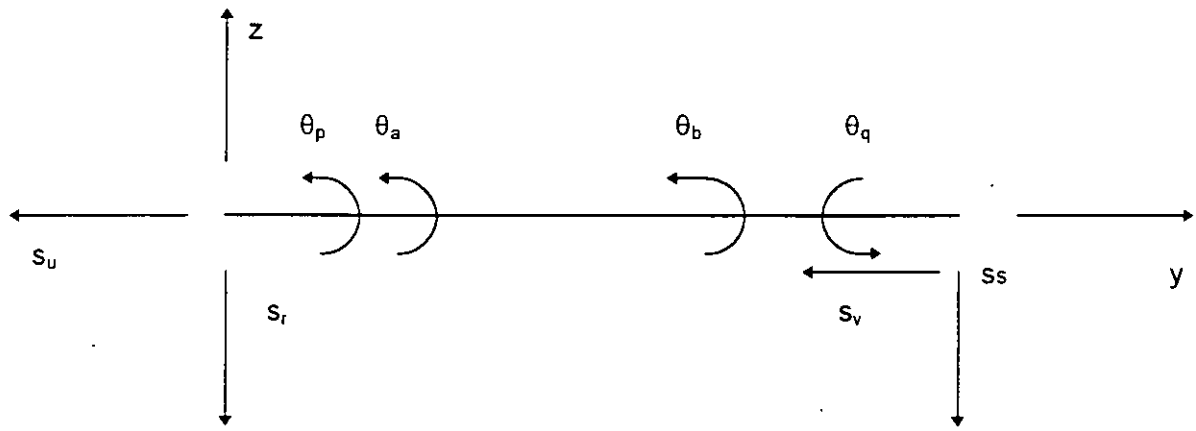
Uno de los aspectos importantes es que para aplicar esta técnica en la práctica profesional, es necesario elaborar programas de computadora, los cuales utilizan grandes cantidades de memoria, ya que en tres dimensiones el número de grados de libertad es mucho mayor que el que se utiliza en el análisis bidimensionales.

REFERENCIAS.

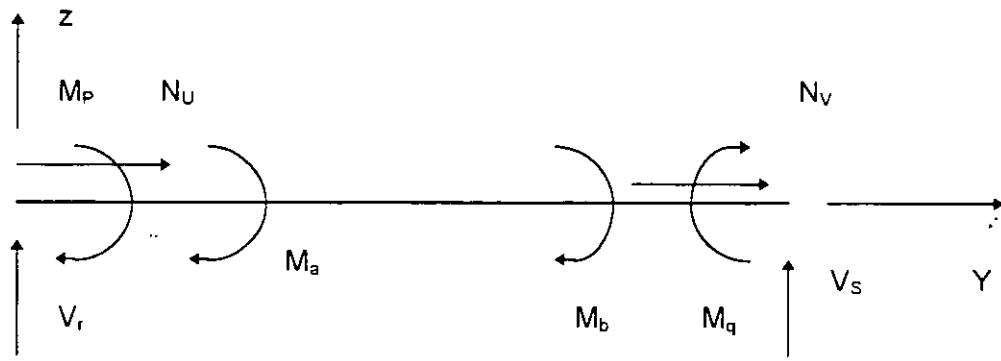
Beaufait, F W, Rowa, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970.

Deméneghi, A, "Interacción Suelo - Estructura", Rev. Ingeniería, Vol. LIII, No.4, pp 80 - 90, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1983

Zeevaert, L, Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand Reinhold, 1973.



a) Desplazamientos



b) Elementos mecánicos
(barra sobre nudo)

CONVENCION DE SIGNOS

FIGURA 1

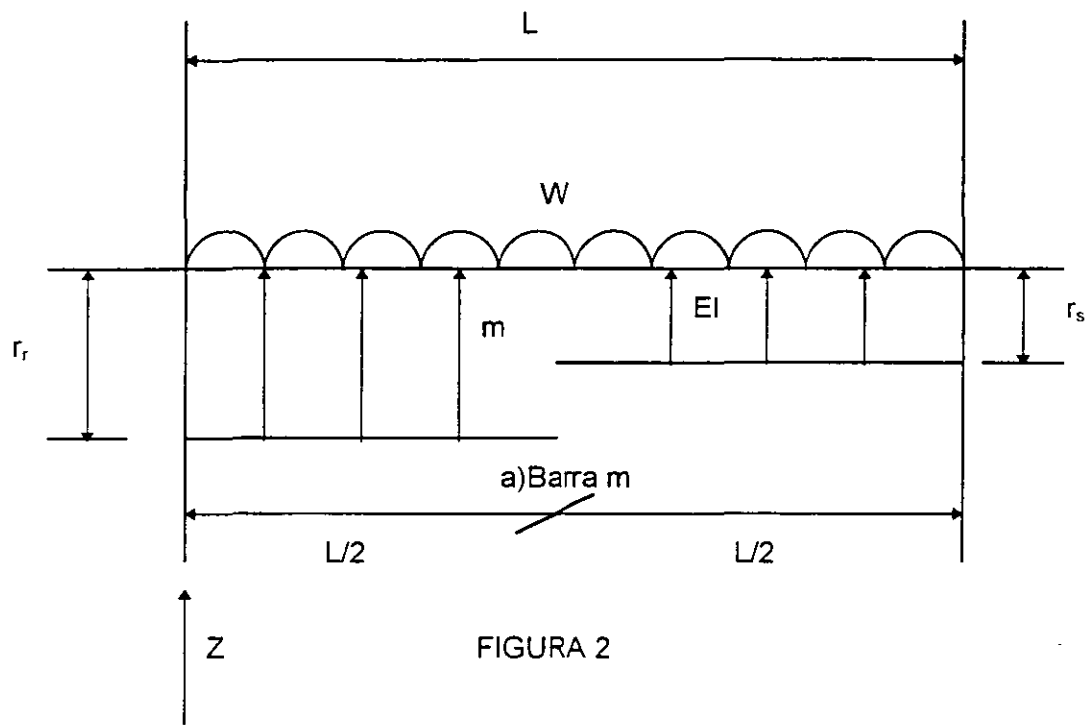


FIGURA 2

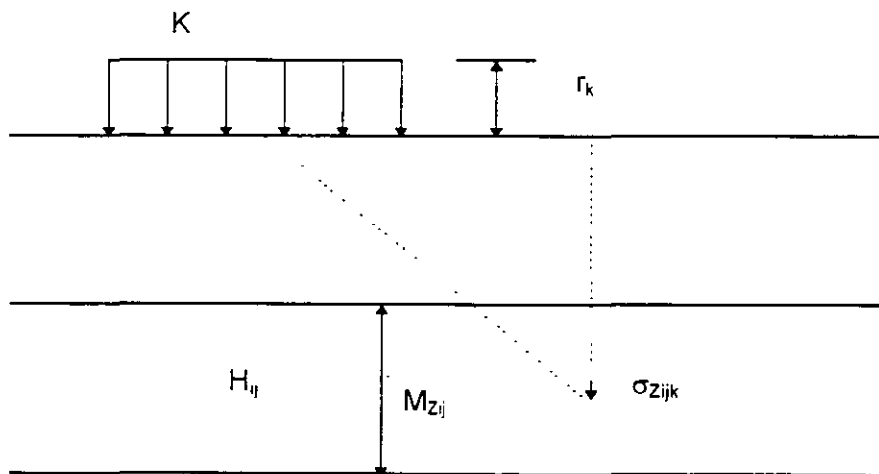


FIG. 3 Cálculo de los hundimientos del terreno.

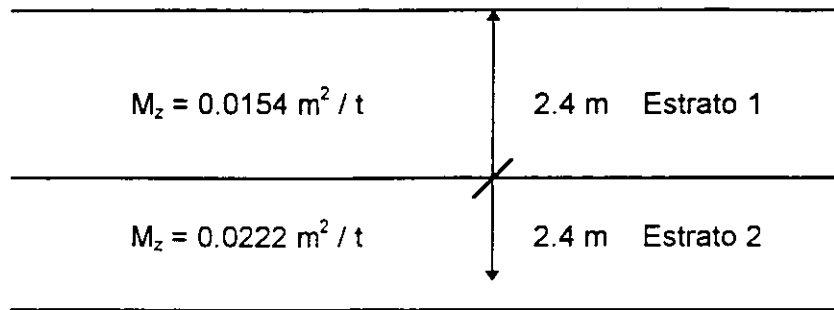


Fig. 5 Estratigrafía y propiedades (ejemplo).

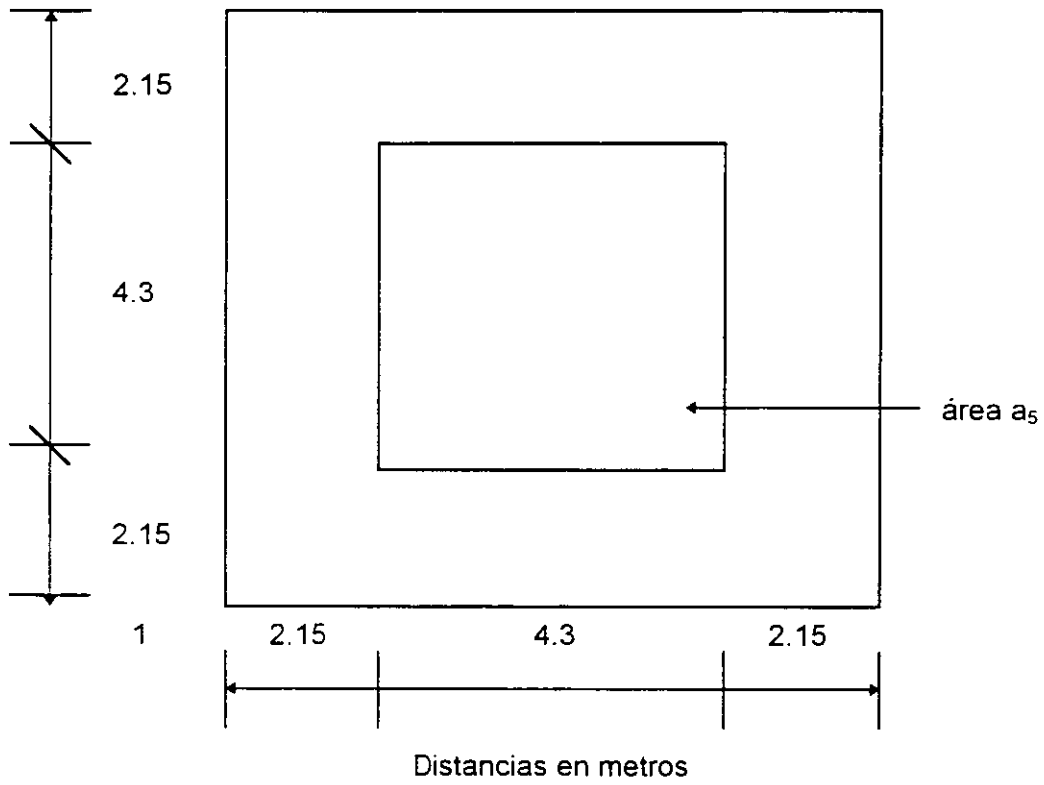


Fig. 7 Determinación de los valores de influencia

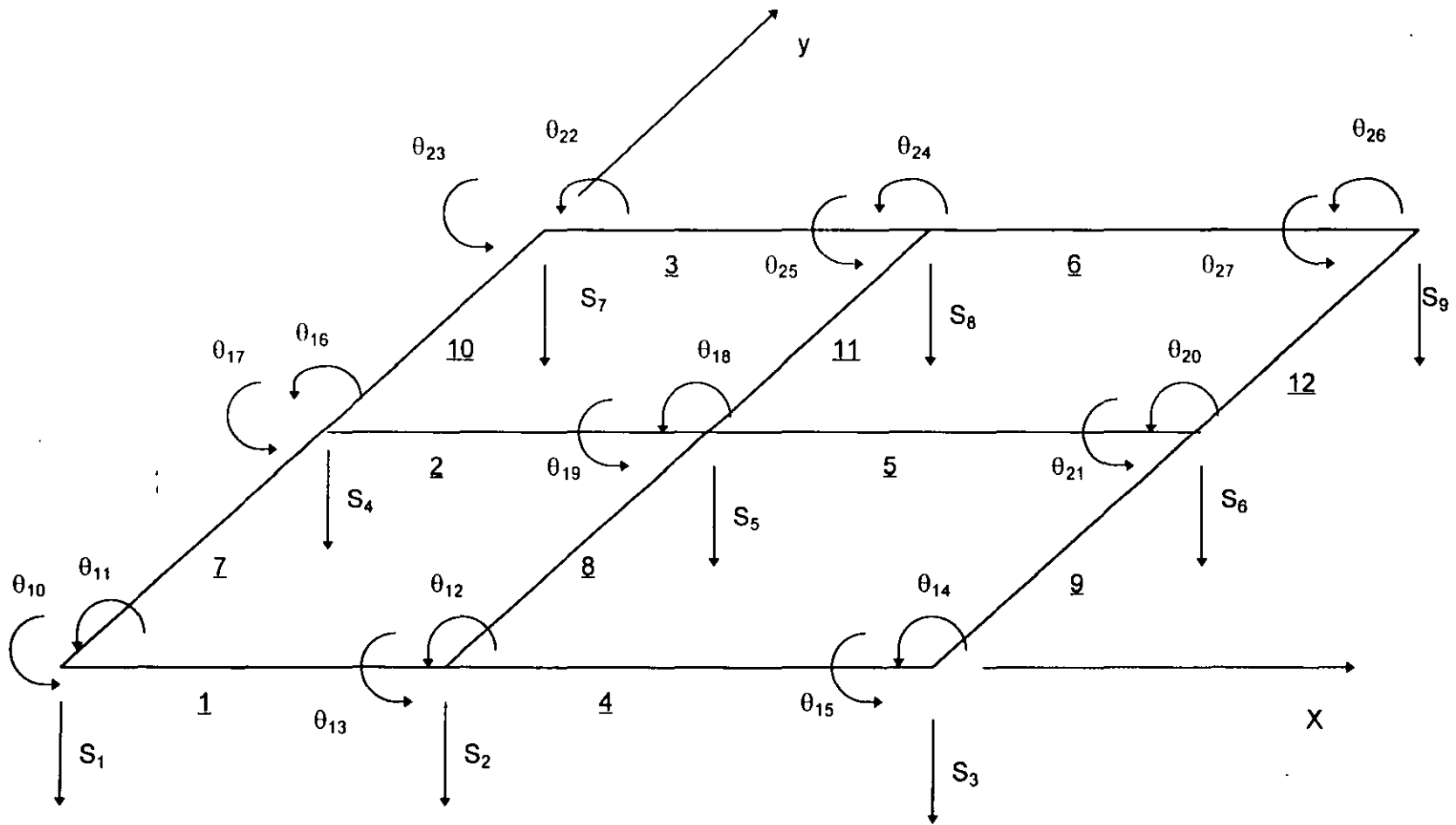
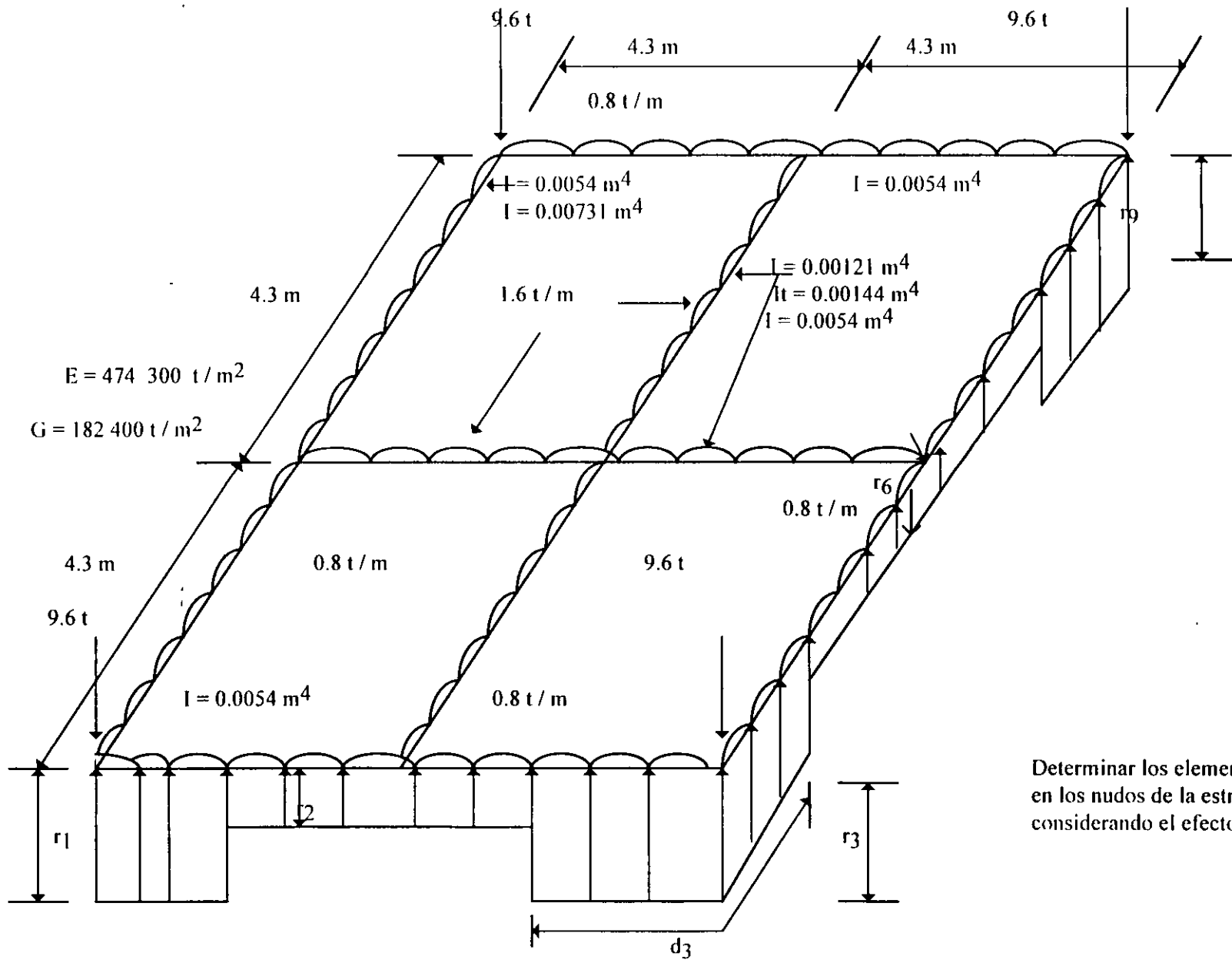


Fig. 6 Numeración y grados de libertad.



Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura, considerando el efecto de torsión.

GEOMETRÍA Y SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

FIGURA 4

19



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**METODOS DE REGIDECES, MARCOS PLANOS CON
BARRAS INCLINADAS**

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

MÉTODO DE RIGIDECES
MARCOS PLANOS CON BARRAS INCLINADAS

Agustín Deméneghi Colina*

El método de rigideces consta de las siguientes etapas (Beaufait et al 1970):

- a) Se empotra la estructura y se determinan los elementos mecánicos cuando la estructura está empotrada;
- b) Se liberan los nudos de la estructura y se hallan los elementos mecánicos debidos a desplazamientos lineales y angulares;
- c) Se establecen las condiciones de equilibrio en cada uno de los nudos donde haya desplazamientos diferentes de cero;
- d) Se resuelven las ecuaciones de equilibrio y se obtienen los desplazamientos de la estructura;
- e) Se obtienen los elementos mecánicos en los nudos de la estructura.

La ecuación general de equilibrio de la estructura es

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

donde

- \underline{K} = matriz de rigideces de la estructura
- $\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos
- \underline{P}^e = vector de cargas de empotramiento
- \underline{P}^c = vector de cargas concentradas

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura.

A continuación obtendremos la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida a una carga uniformemente repartida w (fig 1). Utilizaremos la siguiente convención de signos, para una barra horizontal (fig 2): los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamiento horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig 2a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig 2b).

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

Demos un giro θ'_p en el extremo izquierdo de la barra. En la fig 3a se muestran los elementos mecánicos ocasionados por este giro. En la fig 3b se muestran los elementos mecánicos producidos por un giro θ'_q en el extremo derecho. Las figs 3c y 3d exhiben los elementos mecánicos provocados por un desplazamiento vertical δ'_r en el nudo izquierdo y un desplazamiento vertical δ'_s en el nudo derecho, respectivamente. Las figs 3e y 3f muestran los elementos mecánicos producidos por un desplazamiento horizontal δ'_u en el nudo izquierdo y un desplazamiento horizontal δ'_v en el nudo derecho. Las figs 3g y 3h contienen los momentos producidos por un giro de torsión θ'_a en el nudo izquierdo y un giro de torsión θ'_b en el nudo derecho.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra m valen

$$M'_p = wL^2/12 + (4EI/L) \theta'_p + (2EI/L) \theta'_q - (6EI/L^2) \delta'_r + (6EI/L^2) \delta'_s \quad (2)$$

$$M'_q = -wL^2/12 + (2EI/L) \theta'_p + (4EI/L) \theta'_q - (6EI/L^2) \delta'_r + (6EI/L^2) \delta'_s \quad (3)$$

$$V'_r = -wL/2 - (6EI/L^2) \theta'_p - (6EI/L^2) \theta'_q + (12EI/L^3) \delta'_r - (12EI/L^3) \delta'_s \quad (4)$$

$$V'_s = -wL/2 + (6EI/L^2) \theta'_p + (6EI/L^2) \theta'_q - (12EI/L^3) \delta'_r + (12EI/L^3) \delta'_s \quad (5)$$

$$N'_u = (AE/L) \delta'_u - (AE/L) \delta'_v \quad (6)$$

$$N'_v = - (AE/L) \delta'_u + (AE/L) \delta'_v \quad (7)$$

$$M'_a = (GI_t/L) \theta'_a - (GI_t/L) \theta'_b \quad (8)$$

$$M'_b = - (GI_t/L) \theta'_a + (GI_t/L) \theta'_b \quad (9)$$

En una viga de sección rectangular de dimensiones b por h , el momento polar de inercia debido a torsión se puede valuar en forma aproximada (Beaufait et al 1970)

$$I_t \cong \frac{h b^3}{3} [1 - 0.63 \frac{b}{h} + 0.052 \left(\frac{b}{h}\right)^5] \quad (10)$$

$$h \geq b$$

Los elementos mecánicos que transmite la barra al nudo están dado por

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^e)'_m \quad (11)$$

donde

$$\underline{K}'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p & \theta'_q & \delta'_r & \delta'_s & \delta'_u & \delta'_v & \theta'_a & \theta'_b \\ 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & -AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -AE/L & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI/L & -GI/L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -GI/L & GI/L \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{matrix} \quad (12)$$

$$\underline{\delta}'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$(\underline{P}^e)'_m = \begin{bmatrix} WL^2/12 \\ -WL^2/12 \\ -WL/2 \\ -WL/2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

\underline{K}'_m = matriz de rigidez de la barra m

$\underline{\delta}'_m$ = vector de desplazamientos de la barra m

$(\underline{P}^e)'_m$ = vector de cargas de empotramiento de la barra m

Veamos a continuación la determinación de la matriz de rigidez y de vector de cargas de empotramiento para una estructura tridimensional, formada por marcos planos ortogonales entre sí (fig 4); en cada marco pueden existir barras inclinadas.

En la fig 5 se presenta la transformación de un vector del sistema global x-y al sistema local x'-y'. Aplicando las ecuaciones de la fig 5 a la barra inclinada de la fig 6 (despreciando el efecto de torsión con eje de giro vertical):

$$\begin{aligned} \theta'_p &= \theta_p & \theta'_q &= \theta_q \\ \delta'_r &= \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \\ \delta'_s &= \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \\ \delta'_u &= \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \\ \delta'_v &= \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \\ \theta''_a &= \theta''_a \cos \alpha \\ \theta''_b &= \theta''_b \cos \alpha \end{aligned}$$

Aplicando las expresiones de la fig 5 a la barra de la fig 7:

$$\begin{aligned} \theta'_p &= \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \\ \theta'_q &= \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \\ \theta''_a &= \theta_p \sin \beta + \theta_a \cos \beta \\ \theta''_b &= \theta_q \sin \beta + \theta_b \cos \beta \end{aligned}$$

Sean

$${}^{10}M' = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta''_a \\ \theta''_b \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\underline{\delta}_M = \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (16)$$

Es decir

$$\underline{\delta}'_M = \underline{T}_M \underline{\delta}_M \quad (17)$$

donde

$$\underline{T}_M = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\text{sen } \beta & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\text{sen } \beta \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ \cos \alpha \text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \text{cos } \beta & 0 \\ 0 & \cos \alpha \text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \text{cos } \beta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (18)$$

Los desplazamientos de los sistemas local y global están relacionados mediante las siguientes expresiones

$$\theta'_p = \theta_p \cos \beta - \theta_a \text{sen } \beta \quad (19)$$

$$\theta'_q = \theta_q \cos \beta - \theta_b \text{sen } \beta \quad (20)$$

$$\delta'_r = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \text{sen } \alpha \quad (21)$$

$$\delta'_s = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \text{sen } \alpha \quad (22)$$

$$\delta'_u = \delta_r \text{sen } \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (23)$$

$$\delta'_v = \delta_s \text{sen } \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (24)$$

$$\theta'_a = \theta_p \cos \alpha \text{sen } \beta + \theta_a \cos \alpha \cos \beta \quad (25)$$

$$\theta'_b = \theta_q \cos \alpha \text{sen } \beta + \theta_b \cos \alpha \cos \beta \quad (26)$$

En el sistema local $x'-z'$ (fig 6)

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^c)'_m \quad (27)$$

Pero

$$(\underline{P}^c)'_m = \underline{T}_m \underline{P}^c_m \quad (28)$$

$$y \quad \underline{P}'_m = \underline{T}_m \underline{P}_m \quad (29)$$

Sustituyendo la ec 29 en la ec 27

$$\underline{T}_m \underline{P}_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^c)'_m \quad (30)$$

Sustituyendo las ecs 17 y 28 en la ec 30

$$\underline{T}_m \underline{P}_m = \underline{K}'_m \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{T}_m \underline{P}^c_m$$

Premultiplicando por \underline{T}_m^{-1}

$$\underline{P}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}^c_m$$

donde

$$\underline{T}_m^{-1} = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{sen } \beta \alpha}{\sqrt{\cos \beta \alpha}} & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\text{sen } \beta \alpha}{\sqrt{\cos \beta \alpha}} \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \text{sen } \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\text{sen } \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ -\text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\cos \beta \alpha}{\sqrt{\cos \beta \alpha}} & 0 \\ 0 & -\text{sen } \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\cos \beta \alpha}{\sqrt{\cos \beta \alpha}} \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix} \quad (31)$$

En el sistema global

$$\underline{P}_m = \underline{K}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}^c_m \quad (32)$$

donde

$$\underline{K}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \quad (33)$$

Sustituyendo las ecs 12, 18 y 31 en la ec 33, se obtiene la matriz \underline{K}_m , la cual se muestra en la tabla 1.

Para el vector de cargas de empotramiento:

$$\underline{P}_m^e = \underline{T}^{-1} (\underline{P}_m^c)' \quad (34)$$

Para una barra sometida a una carga uniforme w en el sistema local $x'-z'$, el vector \underline{P}_m^c vale

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ - (wL^2/12) \sin \beta \\ (wL^2/12) \sin \beta \end{bmatrix} \quad (35)$$

La ec 33 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general $x-y-z$. Las ecs 34 ó 35 proporcionan el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general $x-y-z$.

En resumen, primero se utilizan la tabla 1 y las 34 ó 35 para hallar la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de las barras de la estructura. La matriz de rigideces de la estructura completa se obtiene mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura; el vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ec 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura; resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los desplazamientos correspondientes al sistema global $x-y-z$ (vector $\underline{\delta}$). Los elementos mecánicos en las barras se obtienen de la siguiente forma: primero se determinan los desplazamientos en el sistema local, con el empleo de la ec 17 ó las ecs 19 a 26:

$$\underline{\delta}_m' = \underline{T}_m \underline{\delta}_m \quad (ec 17)$$

A continuación, los elementos mecánicos en la barra m se determinan con la ec 11 ó con las ecs 2 a 9:

$$\underline{P}_m' = \underline{K}_m' \underline{\delta}_m' + (\underline{P}_m^c)' \quad (ec 11)$$

Ejemplo 1

Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura (la fig 8a).

Solución

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura (fig 8b). En este ejemplo no se toman en cuenta los efectos de torsión ($\beta = 0$).

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	δ_u	δ_v	α
							Grados
1	θ_5	θ_{11}	δ_1	δ_7	δ_3	δ_9	68.2
2	θ_{11}	θ_{12}	δ_7	δ_8	δ_9	δ_{10}	0
3	θ_6	θ_{12}	δ_2	δ_8	δ_4	δ_{10}	111.8

Empleando la tabla 1 se obtienen las matrices de rigidez de las barras 1, 2 y 3, las cuales se muestran en la tabla 2. La matriz de rigidez de la estructura completa en el sistema global es la suma de las matrices de todas y cada una de las barras.

Sumando las matrices de las barras 1, 2 y 3 (tabla 2) obtenemos

$$\underline{K} = \begin{bmatrix}
 \delta_7 & \delta_8 & \delta_9 & \delta_{10} & \theta_{11} & \theta_{12} \\
 32578.02 & -664.2 & 12719.58 & 0 & -1877.77 & -1992.6 \\
 -664.2 & 32578.02 & 0 & -12719.58 & 1992.6 & 1877.77 \\
 12719.58 & 0 & 71622.66 & -66420 & -287.08 & 0 \\
 0 & -12719.58 & -66420 & 71622.66 & 0 & -287.08 \\
 -1877.77 & 1992.6 & -287.08 & 0 & 9080.45 & 3985.2 \\
 -1992.6 & 1877.77 & 0 & -287.08 & 3985.2 & 9080.45
 \end{bmatrix}$$

$$\underline{p}^e = \begin{bmatrix} -24 \\ -24 \\ 0 \\ 0 \\ 24 \\ -24 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \text{GL} \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix} \quad \underline{p}^c = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \text{GL} \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix}$$

A continuación planteamos la ecuación matricial

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{p}^e + \underline{p}^c = 0 \quad (\text{ec 1})$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\begin{aligned} \delta_7 &= 0.00080245 \text{ m} & \delta_8 &= 0.00080245 \text{ m} \\ \delta_9 &= -0.00008378 \text{ m} & \delta_{10} &= 0.00008378 \text{ m} \\ \theta_{11} &= -0.00473308 & \theta_{12} &= 0.00473308 \end{aligned}$$

Además $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = \theta_5 = \theta_6 = 0$

Los elementos mecánicos en cada barra se hallan con el empleo de la ec 11:

$$P'_1 = K'_1 \delta'_1 + (P_1^e)' \quad (\text{ec 11})$$

Las matrices de cada barra en el sistema local (K'_m) se obtienen con la ec 12. En la tabla 3 se exhiben estas matrices para las tres barras de la estructura.

El vector de desplazamientos δ'_m se halla con el uso de las ecs 19 a 26, mientras que los elementos mecánicos en cada barra (sistema local) se determinan con el empleo de las ecs 2 a 9. La tabla 4 contiene el cómputo de desplazamientos y elementos mecánicos para las barras 1, 2 y 3.

Ejemplo 2

Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura de la fig 9a. Despreciar el fenómeno de acortamiento de barras.

Solución

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura (fig 9b):

SISTEMA GLOBAL x-y

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	θ_a	θ_b
1	-	θ_2	-	δ_1	-	θ_3
2	θ_2	-	δ_1	-	θ_3	-

SISTEMA LOCAL x'-y'

Barra	θ'_p	θ'_q	δ'_r	δ'_s	θ'_a	θ'_b
1	-	θ'_2	-	δ'_1	-	θ'_3
2	θ'_3	-	δ'_1	-	θ'_2	-

Los desplazamientos están relacionados entre sí, de acuerdo con las ecs 19 a 26

Barra 1

$$\delta'_1 = \delta_1, \quad \theta'_2 = \theta_2, \quad \theta'_3 = \theta_3$$

Barra 2

$$\delta'_1 = \delta_1, \quad \theta'_2 = \theta_2, \quad \theta'_3 = -\theta_3$$

Las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento en el sistema global, se hallan con los valores de la tabla 1 y las ecs 34 ó 35:

$$K_1 = \begin{bmatrix} & \theta_2 & & \delta_1 & & \theta_3 \\ 7970.40 & & & 1992.60 & & 0 \\ 1992.60 & & & 664.20 & & 0 \\ 0 & & & 0 & & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$P_1^e = \begin{bmatrix} -24 \\ -24 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$K_2 = \begin{bmatrix} & \theta_2 & & \delta_1 & & \theta_3 \\ 384.38 & & & 0 & & 0 \\ 0 & & & 664.20 & & 1992.60 \\ 0 & & & 1992.60 & & 7970.4 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$P_2^e = \begin{bmatrix} 0 \\ -24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez global es la suma de las matrices de cada una de las barras, es decir

$$K = \begin{bmatrix} & \delta_1 & & \theta_2 & & \theta_3 \\ 1328.40 & & & 1992.60 & & 1992.60 \\ 1992.60 & & & 8354.78 & & 0 \\ 1992.60 & & & 0 & & 8354.78 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -48 \\ -24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

A continuación planteamos la ecuación matricial

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (\text{ec } 1)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\delta_1 = 0.09671 \cdot m$$

$$\theta_2 = -0.020194$$

$$\theta_3 = -0.020194$$

Para obtener los elementos mecánicos en las barras, trabajamos en el sistema local, en el que las matrices \underline{K}'_m valen (ec 12):

$$\underline{K}'_1 = \begin{bmatrix} \theta'_2 & \delta'_1 & \theta'_3 \\ 7970.40 & 1992.60 & 0 \\ 1992.60 & 664.20 & 0 \\ 0 & 0 & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_2 \\ \delta'_1 \\ \theta'_3 \end{matrix}$$

$$\underline{\delta}'_1 = \begin{bmatrix} \theta'_2 \\ \delta'_1 \\ \theta'_3 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}'_2 = \begin{bmatrix} \theta'_3 & \delta'_1 & \theta'_2 \\ 7970.40 & 1992.60 & 0 \\ 1992.60 & 664.20 & 0 \\ 0 & 0 & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_3 \\ \delta'_1 \\ \theta'_2 \end{matrix}$$

$$\underline{\delta}'_2 = \begin{bmatrix} \theta'_3 \\ \delta'_1 \\ \theta'_2 \end{bmatrix}$$

Aplicando la ec 11

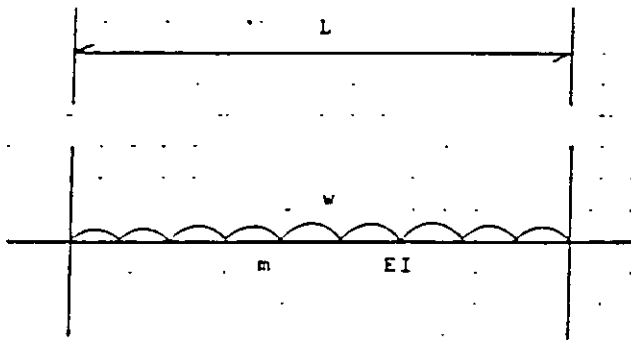
Barra 1
 $M'_2 = 7.75 \text{ t.m}$ $V'_1 = 0$ $M'_3 = - 7.76 \text{ t.m}$

Barra 2
 $M'_3 = - 7.75 \text{ t.m}$ $V'_1 = 0$ $M'_2 = - 7.76 \text{ t.m}$

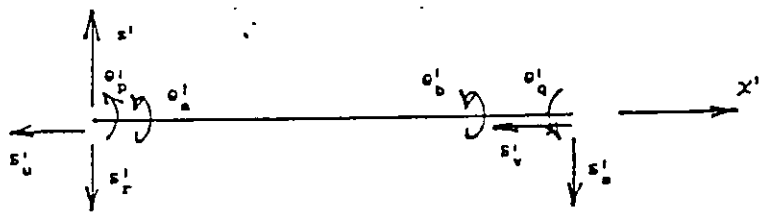
Los momentos obtenidos son de barra sobre nudo; éstos se exhiben en la fig 9c.

REFERENCIA

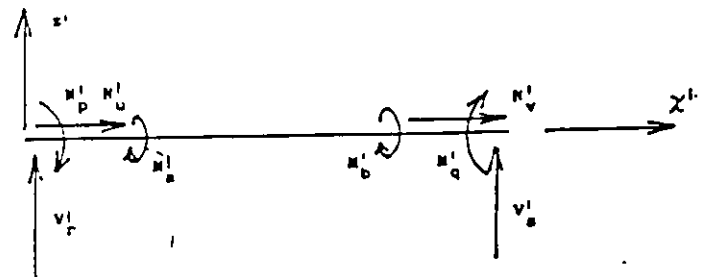
Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970



Barra m
 FIGURA 1



a) Desplazamientos



b) Elementos mecánicos
 (barra sobre nudo)

CONVENCIÓN DE SIGNOS

(ADSMRI9)

FIGURA 2

TABLA 1

NOMBRE: MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRA INCLINADA

FECHA: 23/04/96

PROGRAMA: MARIGBI

Sean	$D = 4 EI/L$ $F = GI/L$	$H = 6 EI/L^2$		$N = 12 EI/L^3$		$Q = AE/L$		
	$SA = \text{sen } A$ $CA = \text{cos } A$	$S2A = \text{sen}^2 A$ $C2A = \text{cos}^2 A$		$SB = \text{sen } B$ $CB = \text{cos } B$		$S2B = \text{sen}^2 B$ $C2B = \text{cos}^2 B$		
tp	tq	dr	ds	du	dv	ta	tb	
$\begin{matrix} N C2B \\ F S2B \end{matrix}$	$\begin{matrix} (D/2) C2B \\ - F S2B \end{matrix}$	$- H CB CA$	$H CB CA$	$H CB SA$	$- H CB SA$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$- (D/2) CB SB$ $- F SB CB$	tp
$\begin{matrix} (D/2) C2B \\ - F S2B \end{matrix}$	$\begin{matrix} D C2B \\ + F S2B \end{matrix}$	$- H CB CA$	$H CB CA$	$H CB SA$	$- H CB SA$	$- (D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	tq
$- H CA CB$	$- H CA CB$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$- N C2A$ $- Q S2A$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$H CA SB$	$H CA SB$	dr
$H CA CB$	$H CA CB$	$- N C2A$ $- Q S2A$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$- H CA SB$	$- H CA SB$	ds
$H SA CB$	$H SA CB$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$- N S2A$ $- Q C2A$	$- H SA SB$	$- H SA SB$	du
$- H SA CB$	$- H SA CB$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$- N S2A$ $- Q C2A$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$H SA SB$	$H SA SB$	dv
$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$- (D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$H CA SB$	$- H CA SB$	$- H SA SB$	$H SA SB$	$D S2B$ $+ F C2B$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	ta
$- (D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$H CA SB$	$- H CA SB$	$- H SA SB$	$H SA SB$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	$D S2B$ $+ F C2B$	tb

TABLA 2

NOMBRE: CALCULO DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE UNA BARRA INCLINADA
 FECHA: 23/04/96
 PROGRAMA: MARIBI43

11

Sistema global

Matriz de rigidez de la barra 1

	5	11	1	7	3	9			
tp	tq	dr	ds	du	dv	ta	tb		
1110.049	555.0247	-114.832	114.8326	287.0818	-287.081	0	0	tp	5
555.0247	1110.049	-114.832	114.8326	287.0818	-287.081	0	0	tq	11
-114.832	-114.832	31913.82	-31913.8	12719.58	-12719.5	0	0	dr	1
114.8326	114.8326	-31913.8	31913.82	-12719.5	12719.58	0	0	ds	7
287.0818	287.0818	12719.58	-12719.5	5202.665	-5202.66	0	0	du	3
37.081	-287.081	-12719.5	12719.58	-5202.66	5202.665	0	0	dv	9
0	0	0	0	0	0	0	0	ta	
0	0	0	0	0	0	0	0	tb	

Sistema global

Matriz de rigidez de la barra 2

	11	12	7	8	9	10			
tp	tq	dr	ds	du	dv	ta	tb		
7970.4	3985.2	-1992.6	1992.6	0	0	0	0	tp	11
3985.2	7970.4	-1992.6	1992.6	0	0	0	0	tq	12
-1992.6	-1992.6	664.2	-664.2	0	0	0	0	dr	7
1992.6	1992.6	-664.2	664.2	0	0	0	0	ds	8
0	0	0	0	66420	-66420	0	0	du	9
0	0	0	0	-66420	66420	0	0	dv	10
0	0	0	0	0	0	0	0	ta	
0	0	0	0	0	0	0	0	tb	

Sistema global

Matriz de rigidez de la barra 3

	6	12	2	8	4	10			
tp	tq	dr	ds	du	dv	ta	tb		
1110.049	555.0247	114.8326	-114.832	287.0818	-287.081	0	0	tp	6
555.0247	1110.049	114.8326	-114.832	287.0818	-287.081	0	0	tq	12
114.8326	114.8326	31913.82	-31913.8	-12719.5	12719.58	0	0	dr	2
-114.832	-114.832	-31913.8	31913.82	12719.58	-12719.5	0	0	ds	8
287.0818	287.0818	-12719.5	12719.58	5202.665	-5202.66	0	0	du	4
-287.081	-287.081	12719.58	-12719.5	-5202.66	5202.665	0	0	dv	10
0	0	0	0	0	0	0	0	ta	
0	0	0	0	0	0	0	0	tb	

TABLA 3

Sistema local

Matriz de rigidez de la barra 1

	5	11	1	7	3	9				
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'			
1110.049	555.0247	-309.196	309.1965		0	0	0	0	tp'	5
555.0247	1110.049	-309.196	309.1965		0	0	0	0	tq'	11
-309.196	-309.196	114.8327	-114.832		0	0	0	0	dr'	1
309.1965	309.1965	-114.832	114.8327		0	0	0	0	ds'	7
0	0	0	0	37001.65	-37001.6		0	0	du'	3
0	0	0	0	-37001.6	37001.65		0	0	dv'	9
0	0	0	0	0	0	0	0	0	ta'	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	tb'	

Sistema local

Matriz de rigidez de la barra 2

	11	12	7	8	9	10				GL
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'			
7970.4	3985.2	-1992.6	1992.6		0	0	0	0	tp'	11
3985.2	7970.4	-1992.6	1992.6		0	0	0	0	tq'	12
-1992.6	-1992.6	664.2	-664.2		0	0	0	0	dr'	7
1992.6	1992.6	-664.2	664.2		0	0	0	0	ds'	8
0	0	0	0	66420	-66420		0	0	du'	9
0	0	0	0	-66420	66420		0	0	dv'	10
0	0	0	0	0	0	0	0	0	ta'	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	tb'	

Sistema local

Matriz de rigidez de la barra 3

	6	12	2	8	4	10				
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'			
10.049	555.0247	-309.196	309.1965		0	0	0	0	tp'	5
555.0247	1110.049	-309.196	309.1965		0	0	0	0	tq'	11
-309.196	-309.196	114.8327	-114.832		0	0	0	0	dr'	1
309.1965	309.1965	-114.832	114.8327		0	0	0	0	ds'	7
0	0	0	0	37001.65	-37001.6		0	0	du'	3
0	0	0	0	-37001.6	37001.65		0	0	dv'	9
0	0	0	0	0	0	0	0	0	ta'	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	tb'	

TABLA 4

istema local

arra 1

p'	5	11	1	7	3	9	ta'	tb'
	tq'	dr'	ds'	du'	dv'			
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -2.51077 Mp'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -5.13775 Mq'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 1.420296 Vr'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -1.42029 Vs'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -26.4169 Vu'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 26.41699 Vv'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 0 Ma'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 0 Mb'

istema local

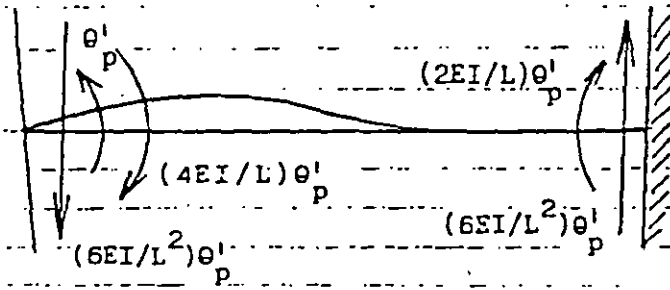
arra 2

p'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 5.137729 Mp'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 -5.13772 Mq'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 24 Vr'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 24 Vs'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 -11.1293 Vu'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 11.12933 Vv'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 0 Ma'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 0 Mb'

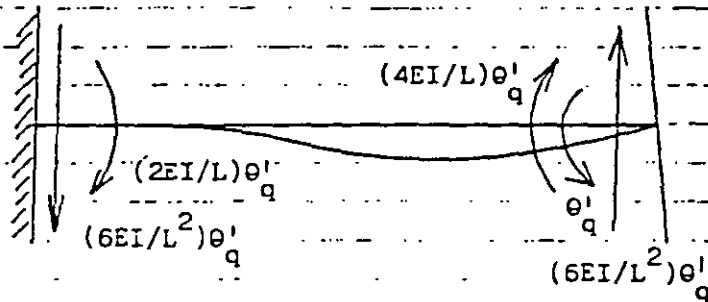
istema local

arra 3

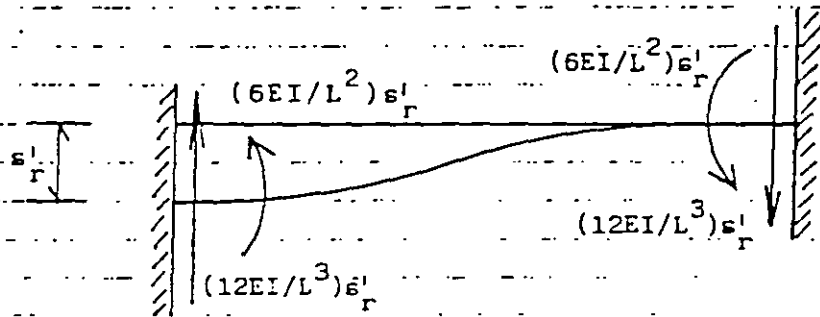
p'	5	11	1	7	3	9	ta'	tb'
	tq'	dr'	ds'	du'	dv'			
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 2.510777 Mp'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 5.137754 Mq'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 -1.42029 Vr'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 1.420296 Vs'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 -26.4169 Vu'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 26.41699 Vv'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 0 Ma'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 0 Mb'



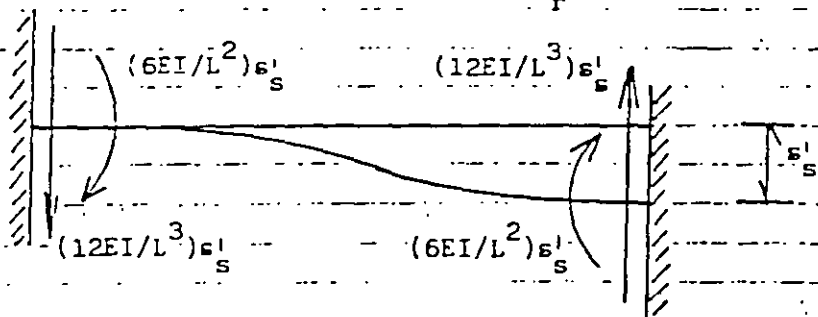
a) Giro θ_p'



b) Giro θ_q'



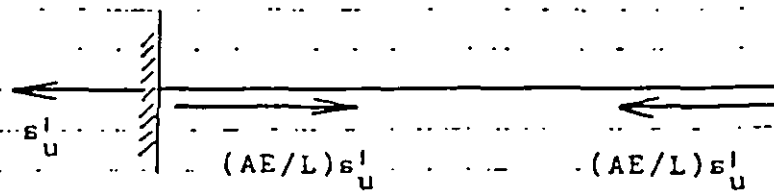
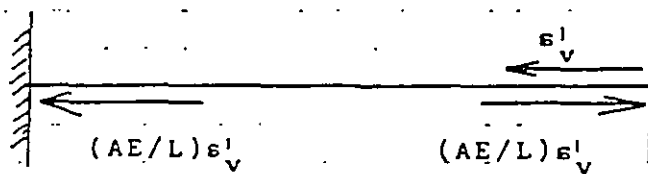
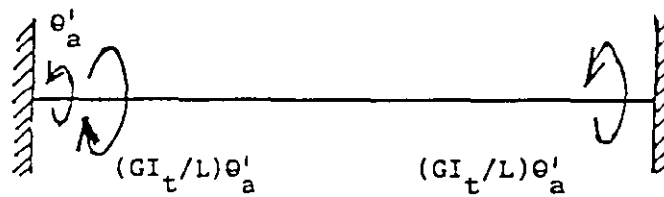
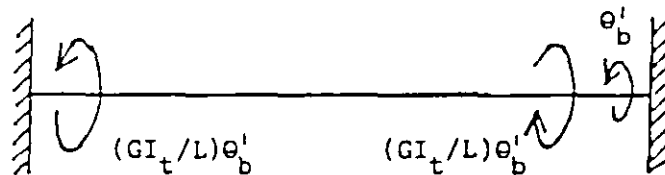
c) Desplazamiento s_r'



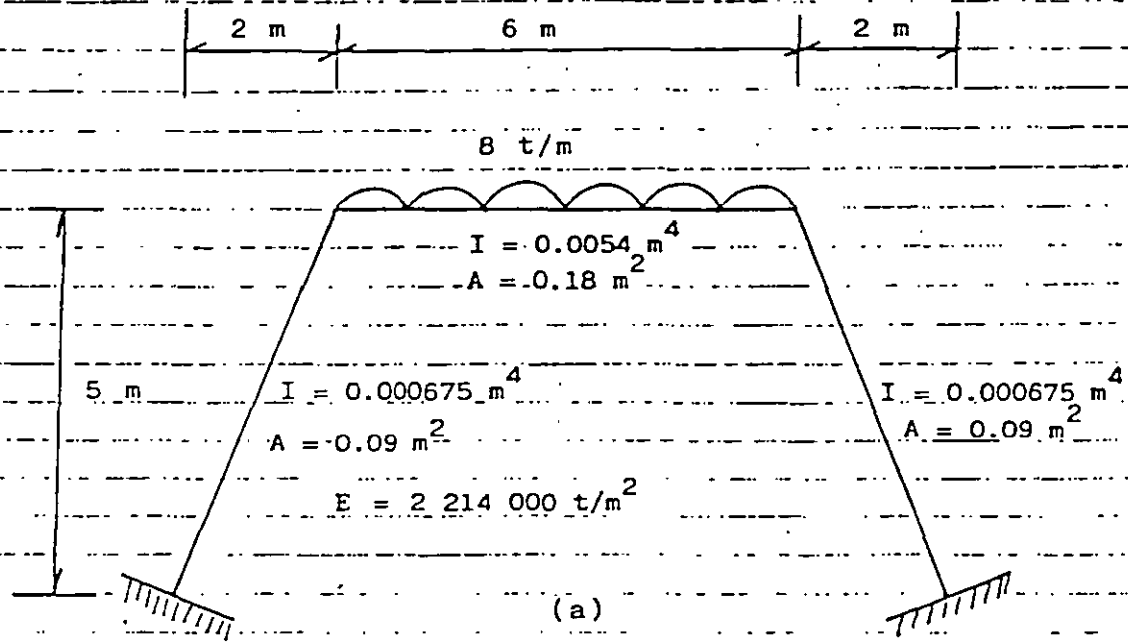
d) Desplazamiento s_s'

ELEMENTOS MECÁNICOS OCASIONADOS POR DESPLAZAMIENTOS ANGULARES Y LINEALES

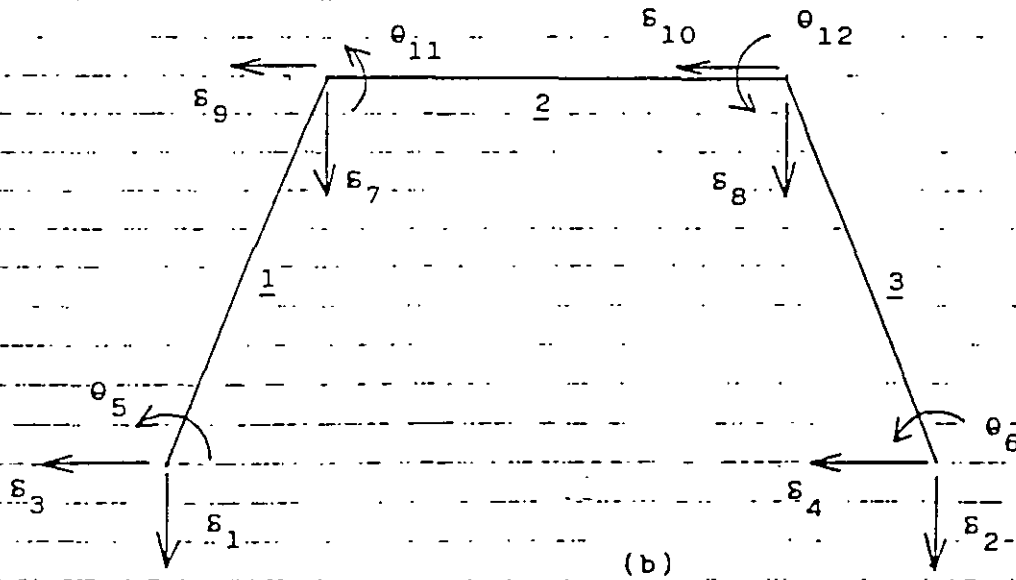
FIGURA 3.

e) Desplazamiento s'_u f) Desplazamiento s'_v g) Giro θ'_a h) Giro θ'_b

ELEMENTOS MECÁNICOS OCASIONADOS POR
DESPLAZAMIENTOS ANGULARES Y LINEALES

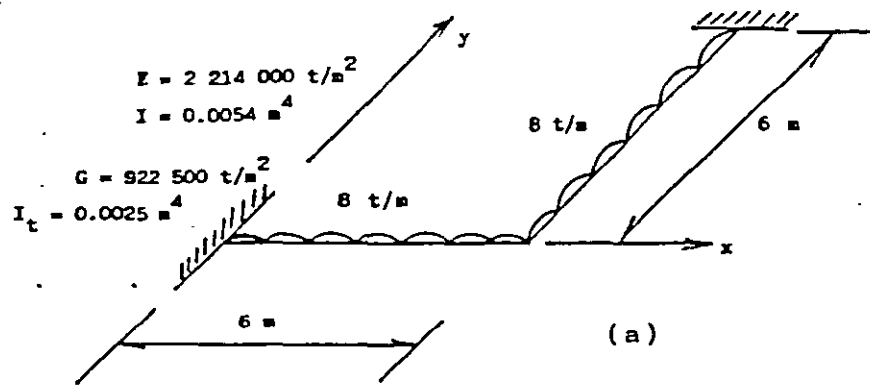


GEOMETRÍA Y CARGAS EN LA ESTRUCTURA (EJEMPLO)

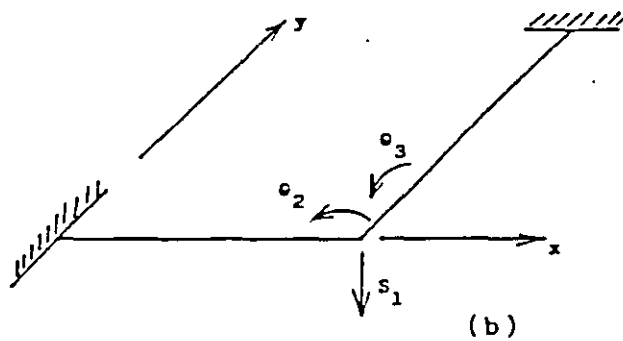


NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO)

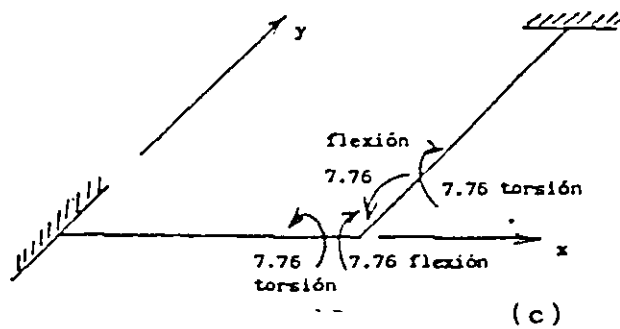
FIGURA 8



GEOMETRÍA Y CARGAS (EJEMPLO)

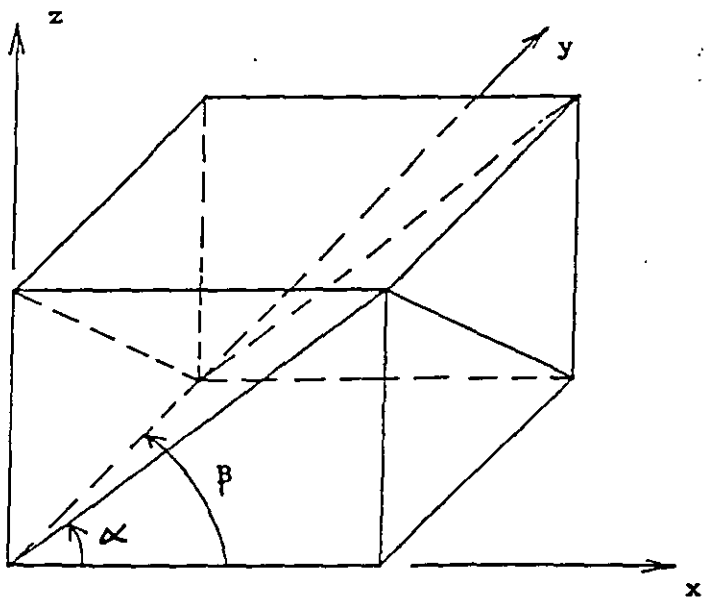


GRADOS DE LIBERTAD



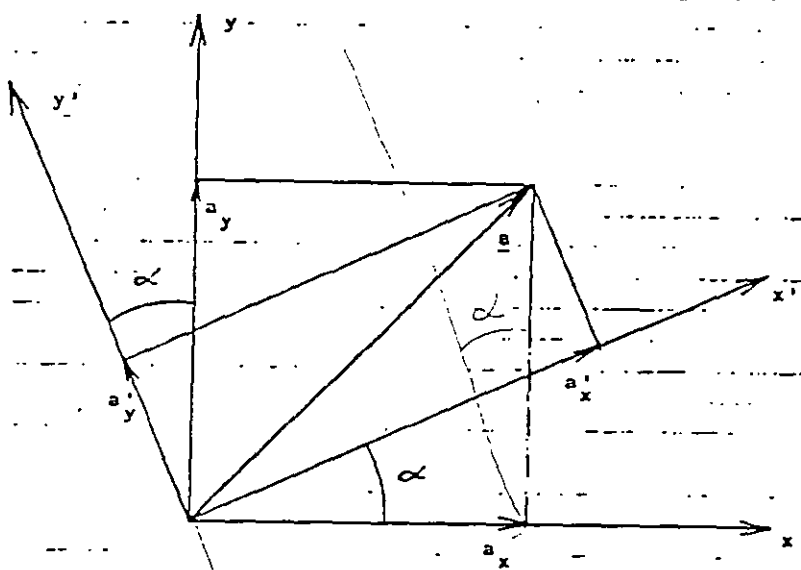
MOMENTOS EN t.m

FIGURA 9



MARCOS PLANOS ORTOGONALES ENTRE SÍ

FIGURA 4

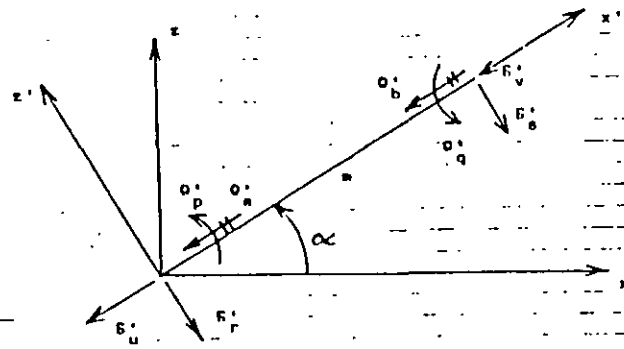


$$a'_x = a_x \cos \alpha + a_y \sin \alpha$$

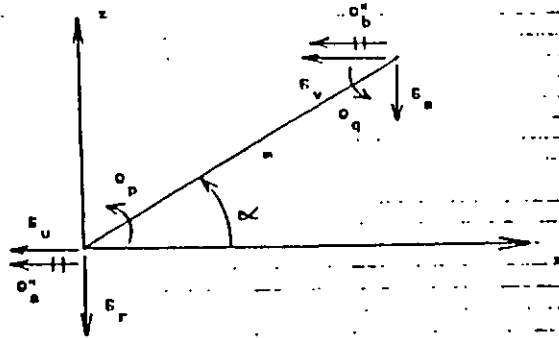
$$a'_y = -a_x \sin \alpha + a_y \cos \alpha$$

TRANSFORMACIÓN DE UN VECTOR DEL SISTEMA GLOBAL x-y, AL SISTEMA LOCAL x'-y'

FIGURA 5



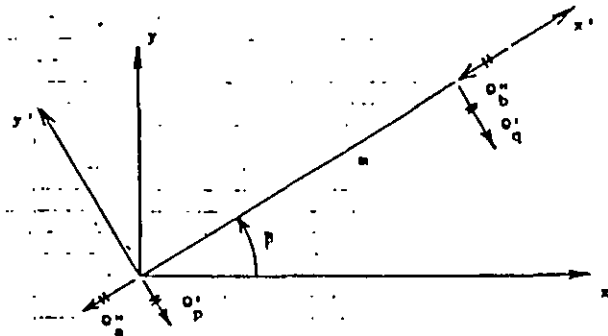
a) SISTEMA LOCAL $x'-z'$



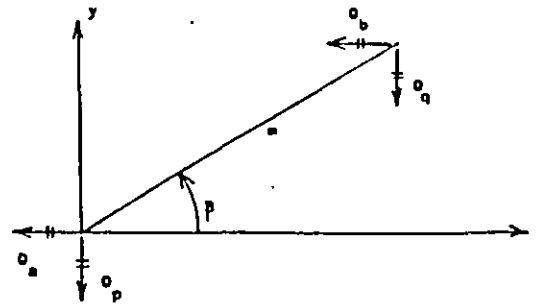
b) SISTEMA GLOBAL $x-z$

DESPLAZAMIENTOS DE LA BARRA INCLINADA

FIGURA 6



a) SISTEMA LOCAL $x'-y'$



b) SISTEMA GLOBAL $x-y$

GIROS DE LA BARRA PARALELOS AL PLANO $x-y$

FIGURA 7

02

Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras

Static soil-structure interaction, considering torsion and compression of bars

A Deméneghi, Profesor del Departamento de Geotecnia, Facultad de Ingeniería, UNAM

RESUMEN. Se presenta un procedimiento para el análisis de la interacción estática suelo-estructura en tres dimensiones, considerando el efecto de acortamiento de barras y de torsión, el cual toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo. Esta técnica permite además conocer los elementos mecánicos en cualquier nudo de la estructura, incluyendo desde luego la estructura de cimentación. Con el propósito de ilustrar el empleo del método, se presenta un ejemplo sencillo de aplicación resuelto paso a paso.

1. INTRODUCCIÓN

Se han desarrollado hasta la fecha técnicas de interacción estática suelo-estructura bastante útiles la mayoría de ellas: sin embargo, algunos de estos métodos están elaborados para aplicarse únicamente en dos dimensiones, de manera que el análisis de una estructura se realiza en un plano, lo cual hace que se pierda la visualización del fenómeno tridimensional. Se puede intentar hacer análisis en dos direcciones ortogonales y superponer los efectos para representar el fenómeno tridimensional, pero aún así el procedimiento es aproximado, y además no es posible conocer los elementos mecánicos en las vigas intermedias de la estructura de cimentación. Por lo tanto, es necesario desarrollar procedimientos que tomen en cuenta el efecto tridimensional en la interacción suelo-estructura.

En este artículo se presenta un método de interacción tridimensional que toma en cuenta toda la estructura (considerando efectos adicionales de acortamiento de barras y de torsión) y todos los estratos de suelo.

La técnica de interacción que se propone (Deméneghi 1983) consiste en considerar las reacciones del terreno de cimentación como cargas sobre la estructura, manejándolas como incógnitas. Después se calculan los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre él (estas cargas son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones, por la tercera ley de Newton). Finalmente se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, lo que equivale a igualar los desplazamientos entre ambos medios; con esto se resuelve el problema, ya que se obtienen los hundimientos del suelo y las reacciones sobre la estructura. Como previamente se realizó el análisis estructural, es posible determinar además los giros en los nudos de la estructura. Con estos resultados se pueden calcular los elementos mecánicos en toda la estructura, incluyendo desde luego a la estructura de cimentación.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Emplearemos el método de rigideces para llevar a cabo el análisis estructural. En este método, la ecuación general de equilibrio de la estructura es:

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

donde \underline{K} = matriz de rigidez de la estructura
 $\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos
 \underline{P}^e = vector de cargas de empotramiento
 \underline{P}^c = vector de cargas concentradas

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de la estructura completa se obtienen mediante la suma de las matrices de rigidez y de los vectores de cargas, respectivamente, de todas y cada una de las barras que forman la estructura.

Hallemos la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida al sistema de cargas mostrado en la fig 1. Los desplazamientos de la barra se indican en la fig 2a; los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig 2a). Los momentos son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y los fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig 2b). Dando a la barra los desplazamientos indicados en la fig 2a, aparecen en dicha barra los elementos mecánicos dados por la siguiente ecuación:

$$\underline{P}_m' = \underline{K}_m' \underline{\delta}_m' + (\underline{P}_m)'' \quad (2)$$

donde

$$P_m' = \begin{Bmatrix} M_p' \\ M_q' \\ V_r' \\ V_s' \\ N_u' \\ N_v' \\ M_a' \\ M_b' \end{Bmatrix} \quad \delta_m' = \begin{Bmatrix} \theta_p' \\ \theta_q' \\ \delta_r' \\ \delta_s' \\ \delta_u' \\ \delta_v' \\ \theta_a' \\ \theta_b' \end{Bmatrix}$$

La matriz de rigidez K_m' de la barra se muestra en la tabla 1. El vector de cargas de empotramiento vale

$$(P_m)'' = \begin{Bmatrix} -wL^2/12 - (11/192)L^2 r_r - (5/192)L^2 r_s \\ -wL^2/12 + (5/192)L^2 r_r + (11/192)L^2 r_s \\ -wL/2 + (13/32)L r_r + (3/32)L r_s \\ -wL/2 + (3/32)L r_r + (13/32)L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Veamos a continuación la determinación de la matriz de rigidez y del vector de cargas de empotramiento para una estructura tridimensional, formada por marcos planos ortogonales entre sí, en los que en cada marco pueden existir barras inclinadas.

En las barras inclinadas de las figs 3 y 4, los desplazamientos del sistema local están relacionados con los desplazamientos del sistema global mediante las siguientes expresiones

$$\theta_p' = \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \quad (4)$$

$$\theta_q' = \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \quad (5)$$

$$\delta_r' = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \quad (6)$$

$$\delta_s' = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \quad (7)$$

$$\delta_u' = \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (8)$$

$$\delta_v' = \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (9)$$

$$\theta_a' = \theta_p \cos \alpha \sin \beta + \theta_a \cos \alpha \cos \beta \quad (10)$$

$$\theta_b' = \theta_q \cos \alpha \sin \beta + \theta_b \cos \alpha \cos \beta \quad (11)$$

En el sistema global

$$P_m = K_m \delta_m + P_m'' \quad (12)$$

en que la matriz K_m está dada en la tabla 2.

En una barra inclinada sometida a carga uniforme w en el sistema local $x'-z'$, el vector P_m'' en el sistema global vale

$$P_m'' = \begin{Bmatrix} (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ - (wL^2/12) \sin \beta \\ (wL^2/12) \sin \beta \end{Bmatrix} \quad (13)$$

La matriz K_m de la tabla 2 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general $x-y-z$. La ec 13 proporciona el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general $x-y-z$.

La secuencia de cálculo es la siguiente: primero se emplean las ecs 12 y 13 para hallar la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de cada una de las barras en el sistema global. Como mencionamos antes, la matriz de rigideces de la estructura completa se halla mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ec 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura. La determinación de los elementos mecánicos en la barra m requiere de la previa determinación de sus desplazamientos en el sistema local, con el empleo de las ecs 4 a 11. A continuación, los elementos mecánicos en la barra m se hallan con la ec 2:

$$P_m' = K_m' \delta_m' + (P_m)'' \quad (2)$$

donde K_m' y $(P_m)''$ están dados en la tabla 1 y en la ec 3, respectivamente.

3. HUNDIMIENTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton. Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: consideremos una reacción r_k actuando en la superficie (fig 5): la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$, donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor H_j , debida a la carga r_k vale

$$\delta_{ijk} = (1/E_{mj}) H_j \sigma_{mjk}$$

Pero

$$\sigma_{mjk} = I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

donde I_{ijk} es el valor de influencia, el cual está dado por el esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert 1973).

E_m es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que produce. En consecuencia

$$\delta_{qk} = (1/E_{2q}) H_j I_{qk} r_k d_k / a_k$$

La deformación del estrato, debida a todas las cargas vale

$$\delta_q = (1/E_{2q}) H_j \sum_{k=1}^{n_r} I_{qk} r_k d_k / a_k$$

donde n_r = número total de cargas r_k

El asentamiento bajo el punto i vale

$$\delta_i = \sum_{j=1}^{n_e} (1/E_{2q}) H_j \sum_{k=1}^{n_r} I_{qk} r_k d_k / a_k \quad (14)$$

donde n_e = número total de estratos

En la ec 14 los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k .

4. COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despega de la estructura. Analíticamente esto se alcanza sustituyendo los valores dados por la ec 14 en la ec 1. De esta manera desaparecen como incógnitas los desplazamientos lineales y quedan únicamente como incógnitas los giros en los nudos y las reacciones del terreno. Es fácil ver que el número de ecuaciones es el mismo que el de incógnitas, por lo que se puede resolver el sistema y despejar los giros y las reacciones. Empleando la ec 14, ya conocidas las reacciones, se pueden determinar también los hundimientos del terreno de apoyo.

5. EJEMPLO

Presentamos en este inciso un ejemplo sencillo resuelto paso a paso, con el propósito de que el lector visualice las etapas requeridas para el análisis de interacción.

Se pide determinar las reacciones y los hundimientos del terreno, para la estructura mostrada en la fig 6, cuya cimentación es a base de una losa corrida. Se piden también los elementos mecánicos. La estratigrafía y propiedades del subsuelo se muestran en la fig 7. Despreciar efectos de acortamiento de barras.

a) Análisis estructural

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura, como se indica en la fig 8.

Como ilustración presentamos a continuación los de las barras 1 y 7, para el sistema global:

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	θ_u	θ_v
1	θ_{10}	θ_{12}	δ_1	δ_2	θ_{11}	θ_{13}
7	θ_{10}	θ_{16}	δ_1	δ_4	θ_{11}	θ_{17}

A continuación hallaremos las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento de las barras 1 y 7. Las demás matrices y vectores se obtienen en forma similar. Utilizando la tabla 2 con $\alpha = 0$ y $\beta = 0$ se obtienen las matrices K_1 y K_7 que se muestran en las tablas 3 y 4, respectivamente. La matriz de rigideces de toda la estructura es la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras de la estructura (el rango de cada matriz se toma de 27 por 27). A manera de ejemplo, en la tabla 5 se presenta la matriz de rigideces de la estructura para los primeros 5 grados de libertad.

Determinemos a continuación los vectores de cargas de empotramiento de las barras 1 y 7. Aplicando la ec 3:

$$P^e_1 = \begin{Bmatrix} 1.233 - 1.0593 r_1 - 0.4815 r_2 \\ -1.233 + 0.4815 r_1 + 1.0593 r_2 \\ -1.72 + 1.747 r_1 + 0.4031 r_2 \\ -1.72 + 0.4031 r_1 + 1.747 r_2 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 10 \\ 12 \\ 1 \\ 2 \\ 11 \\ 13 \end{matrix}$$

GL = grado de libertad

$$P^e_7 = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -1.72 + 1.747 r_1 + 0.4031 r_4 \\ -1.72 + 0.4031 r_1 + 1.747 r_4 \\ 1.233 - 1.0593 r_1 - 0.4815 r_4 \\ -1.233 + 0.4815 r_1 + 1.0593 r_4 \end{Bmatrix} \begin{matrix} \text{GL} \\ 10 \\ 16 \\ 1 \\ 4 \\ 11 \\ 17 \end{matrix}$$

Como ejemplo presentamos a continuación el vector de cargas de empotramiento de la estructura para los primeros 5 grados de libertad:

$$P^e = \begin{Bmatrix} -3.44 + 3.494 r_1 + 0.4031 r_2 + 0.4031 r_4 \\ -6.88 + 0.4031 r_1 + 5.241 r_2 + 0.4031 r_3 + 0.4031 r_5 \\ -3.44 + 0.4031 r_2 + 3.494 r_3 + 0.4031 r_6 \\ -6.88 + 0.4031 r_1 + 5.241 r_4 + 0.4031 r_5 + 0.4031 r_7 \\ -13.76 + 0.4031 r_2 + 0.4031 r_4 + 6.988 r_5 + 0.4031 r_6 \\ \quad \quad \quad + 0.4031 r_8 \end{Bmatrix}$$

El vector de cargas concentradas, para los primeros cinco grados de libertad, está dado por

$$P^c = \begin{pmatrix} -9.6 \\ 0 \\ -9.6 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \end{pmatrix} \quad \begin{matrix} \text{GL} \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \end{matrix}$$

Sustituyendo valores en la ec 1 y tomando en cuenta que por simetría

$$\begin{aligned} \delta_1 = \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 \quad \delta_2 = \delta_4 = \delta_6 = \delta_8 \\ r_1 = r_3 = r_7 = r_9 \quad r_2 = r_4 = r_6 = r_8 \\ \theta_{10} = \theta_{11} = -\theta_{14} = \theta_{15} = \theta_{22} = -\theta_{23} = -\theta_{26} = -\theta_{27} \\ \theta_{13} = \theta_{16} = -\theta_{20} = -\theta_{25} \end{aligned}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que respresenta el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente):

Grado de libertad 1:
 $773.14 \delta_1 - 773.14 \delta_2 - 1662.24 \theta_{10} + 3.494 r_1 + 0.8062 r_2 - 3.44 \cdot 9.6 = 0$ (a)

Grado de libertad 2
 $-773.14 \delta_1 + 859.767 \delta_2 - 86.62 \delta_3 + 1662.24 \theta_{10} - 186.23 \theta_{13} + 0.8062 r_1 + 5.241 r_2 + 0.4031 r_3 - 6.88 = 0$ (b)

Grado de libertad 5
 $-346.48 \delta_2 + 346.48 \delta_3 + 744.92 \theta_{13} + 1.6124 r_2 + 6.988 r_3 - 13.76 = 0$ (c)

Grado de libertad 10
 $-831.12 \delta_1 + 831.12 \delta_2 + 2692.76 \theta_{10} - 310.23 \theta_{13} - 1.0593 r_1 - 0.4815 r_2 + 1.233 = 0$ (d)

Grado de libertad 13
 $-186.23 \delta_2 + 186.23 \delta_3 - 620.46 \theta_{10} + 1154.32 \theta_{13} - 1.0593 r_2 - 0.4815 r_3 - 2.465 = 0$ (e)

b) Cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación

Haciendo $i = 1$ en la ec 14

$$\delta_1 = \sum_{j=1}^2 (1/E_{z1j}) H_j \sum_{k=1}^9 I_{1jk} r_k d_k / a_k \quad (A)$$

Como se indicó en el inciso 3. el valor de influencia I_{jk} representa el esfuerzo en el punto ij debido a una presión unitaria colocada en el area k . Calculemos como ejemplo un valor de influencia, digamos el I_{115} . En la fig 9 se muestra la planta del área 5 y del punto 1. Colocamos una presión unitaria en el área 5 y

calculamos el esfuerzo bajo el punto 1. a la mitad del estrato 1. es decir. a una profundidad de 1.2 m . Aplicando la ecuación de Boussinesq. se obtiene un esfuerzo vertical de 0.002988 . Los demás valores de influencia se hallan en forma similar. Sustituyendo estos valores en la ec (A):

$$\begin{aligned} \delta_1 = 0.0154(2.4) [0.2271(4.3r_1)/4.6225 \\ + 0.009375(6.45r_2)/9.245 + 0.0001528(4.3r_3)/4.6225 \\ + 0.009375(6.45r_4)/9.245 + 0.002988(8.6r_5)/18.49 \\ + 0.0001625(6.45r_6)/9.245 + 0.0001528(4.3r_7)/4.6225 \\ + 0.0001625(6.45 r_8)/9.245 + 0.00002824(4.3r_9)/4.6225] \\ + 0.0222(2.0)[0.1139(4.3r_1)/4.6225 \\ + 0.04407(6.45r_2)/9.245 + 0.002284(4.3r_3)/4.6225 \\ + 0.04407(6.45r_4)/9.245 + 0.028026(8.6r_5)/18.49 \\ + 0.002638(6.45r_6)/9.245 + 0.0022836(4.3r_7)/4.6225 \\ + 0.002638(6.45 r_8)/9.245 + 0.0005157(4.3 r_9)/4.6225] \end{aligned}$$

Por simetría

$$r_1 = r_3 = r_7 = r_9 \quad r_2 = r_4 = r_6 = r_8$$

Sustituyendo valores y haciendo operaciones

$$\delta_1 = 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_3 \quad (f)$$

En forma análoga se obtienen δ_2 y δ_3

$$\begin{aligned} \delta_2 = 0.0036877 r_1 + 0.020326 r_2 + 0.0021424 r_3 \quad (g) \\ \delta_3 = 0.0028714 r_1 + 0.010629 r_2 + 0.025023 r_3 \quad (h) \end{aligned}$$

c) Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra sustituyendo las ecs (f), (g) y (h) en las ecs (a), (b), (c), (d) y (e) , o resolviendo el sistema de ecuaciones de la (a) a la (h):

$$\begin{aligned} r_1 = 3.2353 \text{ t/m} \quad r_2 = 1.0817 \text{ t/m} \quad r_3 = 1.1488 \text{ t/m} \\ \theta_{10} = 0.003760 \quad \theta_{13} = -0.0007646 \end{aligned}$$

$$\delta_1 = 0.04558 \text{ m} \quad \delta_2 = 0.03638 \text{ m} \quad \delta_3 = 0.04953 \text{ m}$$

Como ilustración hallaremos los elementos mecánicos en las barras 1 y 7. para lo que se aplican las ecs 2 y 3, y la tabla 1.

Barra 1

$$\begin{aligned} M'_{10} = -1.403 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M'_{15} = -1.697 \text{ t}\cdot\text{m} \\ V'_1 = 4.8 \text{ t} \quad V'_2 = 1.042 \text{ t} \\ M'_{11} = -1.404 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M'_{17} = 1.404 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Barra 7

$$\begin{aligned} M'_{11} = -1.403 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M'_{17} = -1.697 \text{ t}\cdot\text{m} \\ V'_1 = 4.8 \text{ t} \quad V'_4 = 1.042 \text{ t} \\ M'_{10} = 1.404 \text{ t}\cdot\text{m} \quad M'_{16} = -1.404 \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

6. CONCLUSIONES

Como se puede apreciar en los incisos anteriores, se puede resolver el problema de la interacción estática suelo-estructura en una estructura tridimensional, incluyendo acortamiento de barras y momentos de torsión, para marcos planos ortogonales, tomando en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo.

Uno de los aspectos importantes es que para aplicar esta técnica en la práctica profesional, es necesario elaborar programas de computadora que resuelvan el problema de manera expedita.

7. REFERENCIAS

Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackert, R M. 1970. *Computer methods of structural analysis*. Prentice-Hall.

Deméneghi, A. 1983. Interacción suelo-estructura. *Rev Ingeniería*. Vol LIII No 4: 80-90.

Zeevaert, L. 1973. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. Van Nostrand Reinhold.

TABLA 1
MATRIZ DE RIGIDEZ K'_{ij} DE UNA BARRA (SISTEMA LOCAL)

θ_p'	θ_q'	δ_r'	δ_s'	δ_u'	δ_v'	θ_a'	θ_b'	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	0	0	0	0	θ_p'
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	0	0	0	0	θ_q'
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	0	0	0	0	δ_r'
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	0	0	0	0	δ_s'
0	0	0	0	AE/L	$-AE/L$	0	0	δ_u'
0	0	0	0	$-AE/L$	AE/L	0	0	δ_v'
0	0	0	0	0	0	GI/L	$-GI/L$	θ_a'
0	0	0	0	0	0	$-GI/L$	GI/L	θ_b'

TABLA 2
MATRIZ DE RIGIDEZ K_{ij} DE UNA BARRA INCLINADA (SISTEMA GLOBAL)

Sean	$D = 4EI/L$	$M = 6EI/L^2$	$N = 12EI/L^3$	$Q = AE/L$	$F = GI/L$			
	$SA = \text{sen } \alpha$	$S2A = \text{sen}^2 \alpha$	$SB = \text{sen } \beta$	$S2B = \text{sen}^2 \beta$				
	$CA = \text{cos } \alpha$	$C2A = \text{cos}^2 \alpha$	$CB = \text{cos } \beta$	$C2B = \text{cos}^2 \beta$				
θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	δ_u	δ_v	θ_a	θ_b	
$D C2B$ $+ F S2B$	$(D/2) C2B$ $- F S2B$	$-M CB CA$	$M CB CA$	$M CB SA$	$-M CB SA$	$-D CB SB$ $+ F CB SB$	$-(D/2) CB SB$ $- F SB CB$	θ_p
$(D/2) C2B$ $- F S2B$	$D C2B$ $+ F S2B$	$-M CB CA$	$M CB CA$	$M CB SA$	$-M CB SA$	$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$-D CB SB$ $+ F CB SB$	θ_q
$-M CA CB$	$-M CA CB$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$-N C2A$ $- Q S2A$	$-N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$M CA SB$	$M CA SB$	δ_r
$M CA CB$	$M CA CB$	$-N C2A$ $- Q S2A$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$-N CA SA$ $+ Q CA SA$	$-M CA SB$	$-M CA SB$	δ_s
$M SA CB$	$M SA CB$	$-N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$-N S2A$ $- Q C2A$	$-M SA SB$	$-M SA SB$	δ_u
$-M SA CB$	$-M SA CB$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$-N CA SA$ $+ Q CA SA$	$-N S2A$ $- Q C2A$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$M SA SB$	$M SA SB$	δ_v
$-D CB SB$ $+ F CB SB$	$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$M CA SB$	$-M CA SB$	$-M SA SB$	$M SA SB$	$D S2B$ $+ F C2B$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	θ_a
$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$-D CB SB$ $+ F CB SB$	$M CA SB$	$-M CA SB$	$-M SA SB$	$M SA SB$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	$D S2B$ $+ F C2B$	θ_b

TABLA 3
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 1, K_1

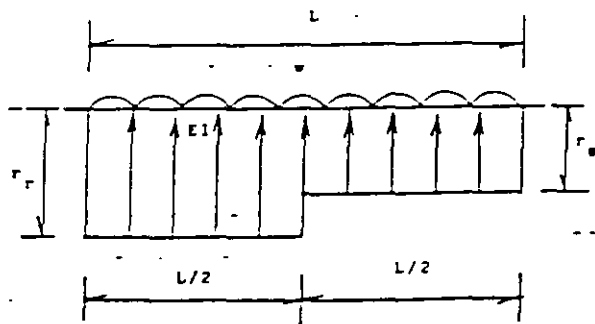
θ_{10}	θ_{12}	δ_1	δ_2	θ_{11}	θ_{13}	
2382.530	1191.265	- 831.115	831.115	0	0	θ_{10}
1191.265	2382.530	- 831.115	831.115	0	0	θ_{12}
- 831.115	- 831.115	386.565	- 386.565	0	0	δ_1
831.115	831.115	- 386.565	386.565	0	0	δ_2
0	0	0	0	310.08	- 310.08	θ_{11}
0	0	0	0	- 310.08	310.08	θ_{13}

TABLA 4
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 7, K_7

θ_{10}	θ_{16}	δ_1	δ_4	θ_{11}	θ_{17}	
310.08	- 310.08	0	0	0	0	θ_{10}
- 310.08	310.08	0	0	0	0	θ_{16}
0	0	386.565	- 386.565	831.115	831.115	δ_1
0	0	- 386.565	386.565	- 831.115	- 831.115	δ_4
0	0	831.115	- 831.115	2382.530	1191.265	θ_{11}
0	0	831.115	- 831.115	1191.265	2382.530	θ_{17}

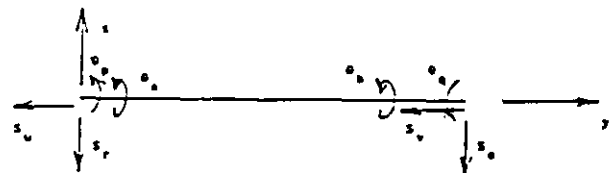
TABLA 5
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA K PARA LOS PRIMEROS CINCO GRADOS DE LIBERTAD. SISTEMA GLOBAL

δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	
773.130	- 386.565	0	- 386.565	0	δ_1
- 386.565	859.750	- 386.565	0	- 86.619	δ_2
0	- 386.565	773.130	0	0	δ_3
- 386.565	0	0	859.750	- 86.619	δ_4
0	- 86.619	0	- 86.619	346.477	δ_5

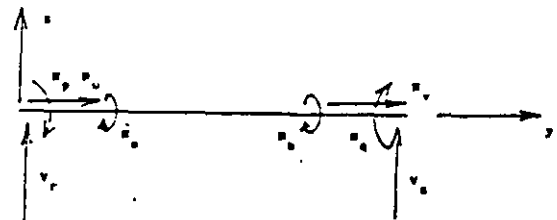


GEOMETRÍA Y CARGAS
BARRA DE CIMENTACION

FIGURA 1



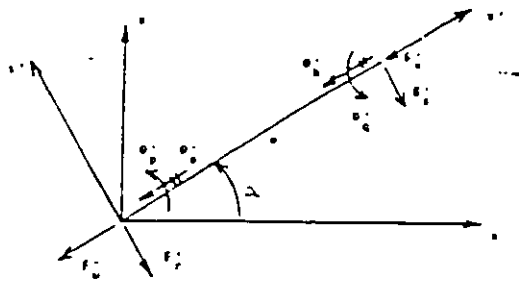
a) Desplazamientos



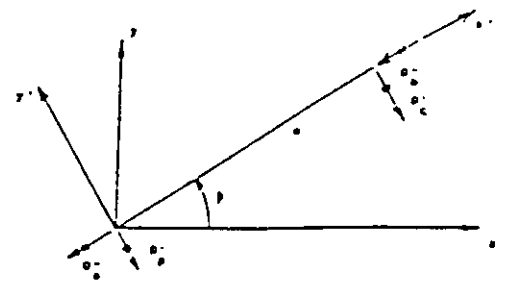
b) Elementos mecánicos
(barra sobre nudo)

CONVENCIÓN DE SIGNOS

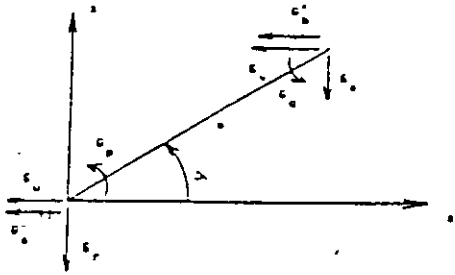
FIGURA 2



a) SISTEMA LOCAL x'-y'



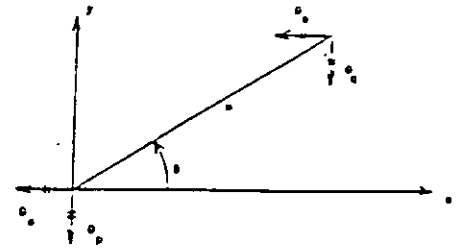
b) SISTEMA LOCAL x''-y''



c) SISTEMA GLOBAL x-z

DESPLAZAMIENTOS DE LA BARRA INCLINADA

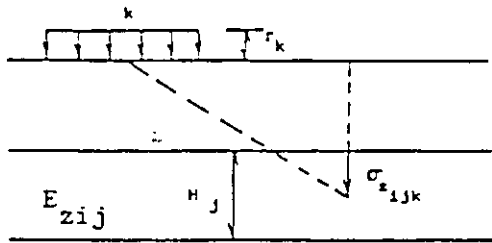
FIGURA 3



d) SISTEMA GLOBAL x-y

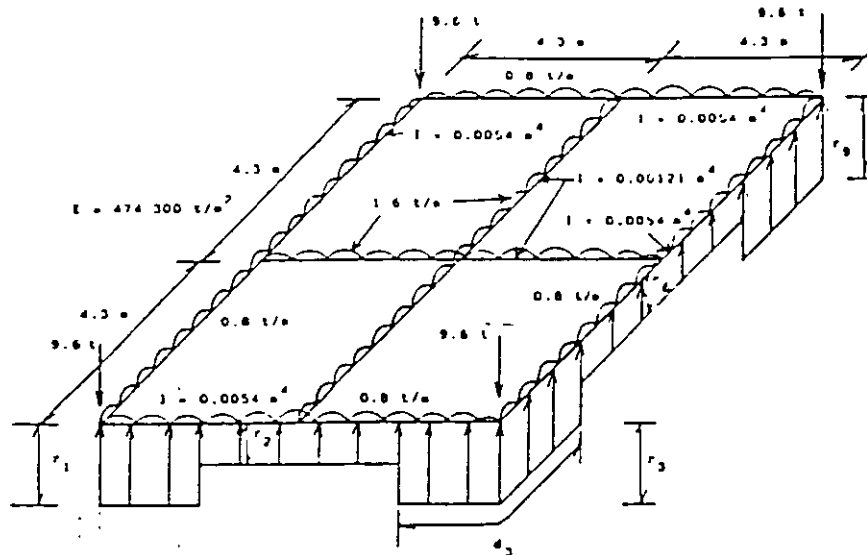
CIRROS DE LA BARRA PARALELOS AL PLANO x-y

FIGURA 4



CÁLCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DEL TERRENO

FIGURA 5



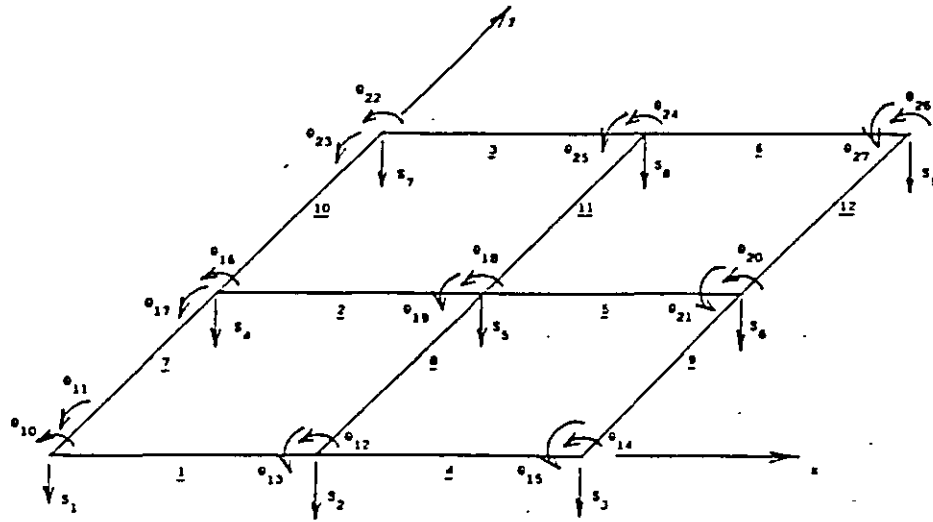
GEOMETRÍA Y SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

FIGURA 6

$1/E_z = 0.0154 \text{ m}^2/\text{t}$	2.4 m Estrato 1
$1/E_z = 0.0222 \text{ m}^2/\text{t}$	2.0 m Estrato 2

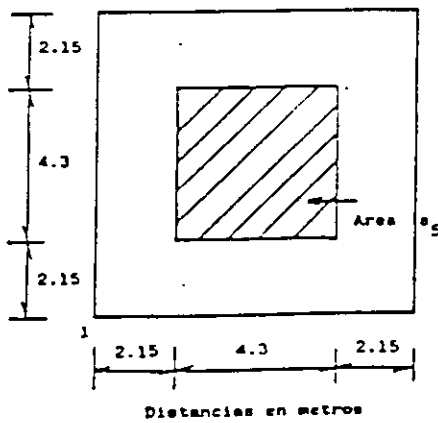
ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES (EJEMPLO)

FIGURA 7



NUMERACION DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD

FIGURA 8



DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE INFLUENCIA

FIGURA 9



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS
(GACETA OFICIAL DEL D. F. 25/03/96)**

**EXPOSITOR: ING. RAUL GRANADOS GRANADOS
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

INDICE

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y
Construcción de Estructuras de Concreto 5

NORMAS TECNICAS

NOTACION 6

1. CONSIDERACIONES GENERALES 7

- 1.1 Alcance 7
- 1.2 Criterios de diseño 7
- 1.3 Análisis 8
 - 1.3.1 Aspectos generales 8
 - 1.3.2 Efectos de esbeltez 8
- 1.4 Materiales 9
 - 1.4.1 Concreto 9
 - 1.4.2 Acero 11
- 1.5 Dimensiones de diseño 11
- 1.6 Factores de resistencia 11

2. REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE 11

- 2.1 Estados límite de falla 11
 - 2.1.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño 12
 - 2.1.2 Flexión 12
 - 2.1.3 Flexocompresión 14
 - 2.1.4 Aplastamiento 15
 - 2.1.5 Fuerza cortante 15
 - 2.1.6 Torsión 19
- 2.2 Estados límite de servicio 21
 - 2.2.1 Esfuerzos bajo condiciones de servicio 21
 - 2.2.2 Deflexiones 21
 - 2.2.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección 21

3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS 22

- 3.1 Anclaje 22
 - 3.1.1 Requisitos generales 22
 - 3.1.2 Requisitos complementarios de anclaje 23
 - 3.1.3 Anclaje del refuerzo transversal 23
 - 3.1.4 Anclaje de malla de alambre soldado 23
- 3.2 Espesor de desgaste 23
- 3.3 Revestimientos 24
- 3.4 Recubrimiento 24
- 3.5 Tamaño máximo de agregados 24
- 3.6 Separación entre barras o tendones individuales 24
 - 3.6.1 Acero de refuerzo 24
 - 3.6.2 Acero de presfuerzo 24

- 3.7 Paquetes de barras 24
- 3.8 Dobleces del refuerzo 24
- 3.9 Uniones de barras 25
 - 3.9.1 Uniones de barras sujetas a tensión 25
 - 3.9.2 Uniones de malla de alambre soldado 25
 - 3.9.3 Uniones de barras sujetas a compresión 25
- 3.10 Refuerzo por cambios volumétricos 25
- 3.11 Inclusiones 26

4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES 26

- 4.1 Vigas 26
 - 4.1.1 Conceptos generales 26
 - 4.1.2 Pandeo lateral 26
 - 4.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas 26
 - 4.1.4 Vigas diafragma 26
 - 4.1.5 Vigas de sección compuesta 28
- 4.2 Columnas 28
 - 4.2.1 Geometría 28
 - 4.2.2 Refuerzo mínimo y máximo 28
 - 4.2.3 Requisitos para el refuerzo transversal 28
 - 4.2.4 Columnas zunchadas 29
 - 4.2.5 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas 29
- 4.3 Losas 29
 - 4.3.1 Disposiciones generales 29
 - 4.3.2 Losas que trabajan en una dirección 30
 - 4.3.3 Losas apoyadas en su perímetro 30
 - 4.3.4 Cargas lineales 31
 - 4.3.5 Cargas concentradas 32
 - 4.3.6 Losas encajonadas 32
- 4.4 Zapatas 32
 - 4.4.1 Disposiciones generales 32
 - 4.4.2 Transmisión de esfuerzos en la base de una columna o pedestal 32
 - 4.4.3 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado 33
- 4.5 Muros 33
 - 4.5.1 Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas 33
 - 4.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano 33
- 4.6 Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos 35
- 4.7 Arcos, cascarones y losas plegadas 35
 - 4.7.1 Análisis 35
 - 4.7.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones 36
 - 4.7.3 Dimensionamiento 36
 - 4.7.4 Losas plegadas 36

4.8	Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos	36	7.4.2	Elementos con presfuerzo parcial	46
4.9	Ménsulas	36	7.5	Pérdidas de presfuerzo	47
4.9.1	Requisitos generales	36	7.5.1	Criterios de evaluación de las pérdidas de presfuerzo	47
4.9.2	Refuerzo	36	7.6	Requisitos complementarios	48
4.9.3	Area de apoyo	37	7.6.1	Zonas de anclaje	48
5. MARCOS DUCTILES		37	7.6.2	Anclaje del acero de presfuerzo	49
5.1	Requisitos generales	37	7.6.3	Anclajes y acopladores para postensado	49
5.2	Miembros a flexión	37	7.6.4	Revisión de los extremos con continuidad	49
5.2.1	Requisitos geométricos	37	7.7	Losas postensadas con tendones no adheridos	49
5.2.2	Refuerzo longitudinal	37	7.7.1	Requisitos generales	49
5.2.3	Refuerzo transversal para confinamiento	38	7.7.2	Revisión de los estados límite de falla ...	50
5.2.4	Requisitos para fuerza cortante	38	7.7.3	Sistemas de losas postensadas-columnas bajo sismo	51
5.3	Miembros a flexocompresión	38	7.7.4	Revisión de los estados límites de servicio	51
5.3.1	Requisitos geométricos	39	7.7.5	Zonas de anclaje	52
5.3.2	Resistencia mínima a flexión	39	8. CONCRETO PREFABRICADO		52
5.3.3	Refuerzo longitudinal	39	8.1	Requisitos generales	52
5.3.4	Refuerzo transversal	39	8.2	Estructuras prefabricadas	53
5.3.5	Requisitos para fuerza cortante	40	9. CONCRETO SIMPLE		53
5.4	Uniones viga-columna	40	9.1	Limitaciones	53
5.4.1	Requisitos generales	40	9.2	Esfuerzos de diseño	53
5.4.2	Refuerzo transversal	40	10. CONCRETO LIGERO		54
5.4.3	Resistencia a fuerza cortante	40	10.1	Requisitos generales	54
5.4.4	Anclaje del refuerzo	40	10.2	Requisitos complementarios	54
6. LOSAS PLANAS		41	11. CONSTRUCCION		54
6.1	Requisitos generales	41	11.1	Cimbra	54
6.2	Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo	41	11.1.1	Disposiciones generales	54
6.3	Análisis	42	11.1.2	Descimbrado	54
6.4	Análisis aproximado por carga vertical	42	11.2	Acero	54
6.5	Trasmisión de momento entre losa y columnas	42	11.3	Concreto	55
6.6	Dimensionamiento del refuerzo para flexión	42	11.3.1	Materiales componentes	55
6.7	Disposiciones complementarias sobre el refuerzo	43	11.3.2	Elaboración del concreto	56
6.8	Secciones críticas para momento	43	11.3.3	Requisitos y control de concreto fresco	56
6.9	Distribución de los momentos en las franjas ...	43	11.3.4	Requisitos y control del concreto endurecido	57
6.10	Efecto de la fuerza cortante	43	11.3.5	Transporte	58
6.11	Perales mínimo	43	11.3.6	Colocación y compactación	58
6.12	Dimensiones de los ábacos	44	11.3.7	Temperatura	58
6.13	Aberturas	44	11.3.8	Morteros aplicados neumáticamente ...	58
7. CONCRETO PREFORZADO		44	11.3.9	Curado	58
7.1	Introducción	44	11.3.10	Juntas de colado	58
7.2	Presfuerzo parcial y presfuerzo total	44	11.4	Requisitos complementarios para concreto preforzado	58
7.3	Revisión de los estados límite de falla	44			
7.3.1	Flexión y flexocompresión	44			
7.3.2	Fuerza cortante	45			
7.3.3	Pandeo debido al presfuerzo	46			
7.4	Revisión de los estados límite de servicio	46			
7.4.1	Elementos con presfuerzo total	46			

11.4.1 Ductos para postensado	53	11.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas	59
11.4.2 Lechada para tendones adheridos	59	11.6 Tolerancias	59
11.4.3 Tendones de presfuerzo	59	FIGURAS	61
11.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo	59		

OSCAR ESPINOSA VILLARREAL, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en los artículos 122, Fracción VI, de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, en relación con el quinto Transitorio del Decreto que reforma a la propia Constitución, publicado en el *Diario Oficial de la Federación* el 25 de octubre de 1993; 67, Fracción XXII, del Estatuto de Gobierno del Distrito Federal; 4, 12 y 24 de la Ley Orgánica de la Administración Pública del Distrito Federal; 3o., Fracción XV y Séptimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y el Acuerdo por el que deberán expedirse las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado en la *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal* el 7 de noviembre de 1994, he tenido a bien expedir las siguientes:

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto

NOTACION

A_g	área bruta de la sección transversal	d_b	diámetro de una barra
A_s	área de refuerzo longitudinal en tensión en vigas, o área total de refuerzo longitudinal en columnas, cm^2	E_c	módulo de la elasticidad del concreto
A'_s	área de refuerzo longitudinal en compresión en vigas	E_s	módulo de elasticidad del acero
A_{ps}	área de acero de pretuerzo en la zona de tensión	γ_m	factor de resistencia (véase 1.6.)
A_{tw}	área de refuerzo longitudinal requerido por torsión	f'_c	resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm^2
A_{tr}	área de una rama de refuerzo transversal por torsión	\bar{f}'_c	resistencia media del concreto a compresión, kg/cm^2
A_{td}	área de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s	f''_c	$(1.05 \frac{f'_c}{1230}) \epsilon'_c \leq 0.85 f'_c$
a	área transversal de una barra; también área de refuerzo por cambios volumétricos por unidad de ancho de una pieza (véase 3.10.)	f'_c	resistencia nominal del concreto a compresión (véase 1.4.1.), kg/cm^2
a_1, a_2	respectivamente, claros corto y largo de un tablero, de una losa, o lados corto y largo de una zapata (véase tabla 4.1.)	f''_a	resistencia del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en concreto pretorzado
b	ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, cm	f'_t	resistencia del concreto a tensión (véase 1.4.1.c), kg/cm^2
b'	ancho del alma de una sección T, I o L, cm	f_s	esfuerzo en el acero
b_p	perímetro de la sección crítica por tensión diagonal alrededor de cargas concentradas a reacciones en losas y zapatas	f_{ps}	esfuerzo resistente del acero de pretuerzo
c	en ménsulas, distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula	f_y	esfuerzo especificado de fluencia del acero, kg/cm^2
d	peralte efectivo (distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión), cm	f_{tw}	esfuerzo de fluencia de los estribos necesarios por torsión; también del refuerzo vertical por fuerza cortante en vigas diafragma
d'	distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión	f_{ps}	esfuerzo convencional de fluencia del acero de pretuerzo
		H	longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura total de un muro
		H'	longitud efectiva de un miembro a flexocompresión
		h	peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también altura de entrepiso eje a eje

I_g	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro
L	claro de un elemento; también longitud horizontal de un muro o de un tablero de muro, cm
L_d	longitud de desarrollo (véase 3.1.1.c)
M_d	momento flexionante de diseño
M_R	momento resistente de diseño
m	relación a_1/a_2
P_d	fuerza axial de diseño
p	$\frac{A_s}{bd}$ (en vigas)
p	$\frac{A_s}{td}$ (en muros)
p	$\frac{A_s}{A_c}$ (en columnas)
p'	$\frac{A'_s}{bd}$ (en elementos a flexión)
q	$\frac{pf_s}{r_s}$
R	rigidez de entrepiso
r	radio de giro
s	separación del refuerzo transversal
t	espesor de un muro, o del patín de una viga T, cm
T_{ca}	momento con que contribuye el concreto en un miembro reforzado por torsión, kg-cm
T_d	momento torsionante de diseño, kg-cm
T_{ca}	momento torsionante resistente de diseño de un miembro sin refuerzo para torsión, kg-cm
V_{ca}	fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg
V_d	fuerza cortante de diseño, kg
w	carga por metro cuadrado
z	brazo del par interno

Otras literales definidas en el texto

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Alcance

En esta parte se presentan disposiciones para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado). Se dan aclaraciones complementarias para concreto ligero.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Título VI del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

1.2. Criterios de diseño

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios prescritos en 1.3.

El dimensionamiento se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en el Título VI del Reglamento y en estas Normas Complementarias, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del Artículo 195 del mencionado Título VI.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R , prescrito en 1.6. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título VI del Reglamento.

Sea que se aplique el criterio de estado límite de falla o algún criterio optativo, deben revisarse los estados límite de servicio, es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

Los marcos de concreto reforzado de peso normal colados en el lugar que cumplan con los requisitos generales de r Normas se diseñarán por sismo, aplicando un factor $Q =$ Los valores de Q que deben aplicarse para estructura especiales como marcos dúctiles, marcos prefabricados, losas planas, etc., se dan en los capítulos correspondientes de

estas Normas. En todo lo relativo a los valores de Q , debe cumplirse, además con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

1.3 Análisis

1.3.1 Aspectos generales

Las estructuras de concreto se analizarán, en general, con métodos que supongan comportamiento elástico. También pueden aplicarse métodos de análisis límite siempre que se compruebe que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad. Las articulaciones plásticas en vigas y columnas se diseñarán de acuerdo con lo prescrito en 4.8.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, pero sin que ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20 por ciento en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 10 por ciento en columnas y en losas planas.

En los momentos de diseño y en las deformaciones laterales de las estructuras deben incluirse los efectos de esbeltez valuados de acuerdo con 1.3.2

1.3.2 Efectos de esbeltez

a) Conceptos preliminares

Restricción lateral de los extremos de columnas. Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no sea menor que el 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.), a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco a que pertenece la columna en estudio. La rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.).

Longitud libre, H , de un miembro a flexocompresión. Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de piso formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión. En aquellas que soporten losas planas, H será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel,

al ábaco o a la losa, según el caso.

Longitud efectiva, H' , de un miembro a flexocompresión. La longitud efectiva de miembros en los que el desplazamiento lateral relativo de los extremos sea despreciable puede determinarse con el nomograma de la figura 1.1a; la de miembros en los que el mencionado desplazamiento no sea despreciable, con el nomograma de la figura 1.1b.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

En miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando la relación entre H' y el radio de giro, r , de la sección en la dirección considerada es menor que $34 \cdot 12M_1/M_2$. Este criterio también se aplicará a miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamientos laterales apreciables (en la expresión anterior M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos en los extremos del miembro; el cociente M_1/M_2 es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble; si $M_1 = M_2 = 0$, el cociente M_1/M_2 se tomará igual a 1.0).

En miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales cuando éstas causen desplazamientos laterales apreciables, los efectos de esbeltez pueden despreciarse si H'/r es menor de 22. En este caso H' se determina con el nomograma de la figura 1.1b.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente que forman parte de una estructura sujeta a cargas verticales y laterales, los efectos de esbeltez debidos a las deformaciones causadas por las cargas laterales pueden despreciarse cuando el desplazamiento de entrepiso dividido entre la diferencia de elevaciones correspondiente, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante de entrepiso y la suma de las cargas muertas y vivas especificadas multiplicadas por el factor de carga que corresponda, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado. Para saber si pueden despreciarse los efectos de esbeltez causados por las deformaciones debidas a las cargas verticales, se aplicará lo dicho en los dos párrafos anteriores para miembros con extremos no restringidos lateralmente; en este caso M_1 y M_2 son los momentos menor y mayor en los extremos del miembro originados sólo por las cargas verticales.

c) Limitación para H'/r

Cuando H'/r sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en e).

d) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con b), no puedan desprejiciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_d , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado, M_d , obtenido aproximadamente con el procedimiento que sigue:

$$M_d = F_m M_{2b} + F_m M_{1b} \quad (1.1)$$

donde

$$F_m = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0 \quad (1.2)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (1.3)$$

$$P_u = \frac{P_L \pi^2 EI}{(H)^2} \quad (1.4)$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} \quad (1.5)$$

$$F_m = 1 + \frac{W_u / h}{R/Q - 1.2 W_u / h} \quad (1.6)$$

- u relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total
- W_u suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en el Título VI del Reglamento multiplicadas por el factor de carga correspondiente), acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado
- R rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada)
- Q cantidad adimensional definida en las Normas T.C. para Diseño por Sismo. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo, se tomará $Q = 1.0$
- h altura del entrepiso, entre ejes

M_{2b} es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no den lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente. Este momento no se

tomará menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima prescrita en 2.1.3a). M_{1b} es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables; se obtiene de un análisis elástico convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente.

En una estructura restringida lateralmente los momentos M_{1b} son nulos.

En una estructura no restringida lateralmente sujeta sólo a carga vertical, usualmente los momentos M_{1b} son nulos, a menos que por asimetría de la geometría y/o de las cargas, el desplazamiento lateral sea apreciable. En este último caso, todos los momentos pueden multiplicarse por F_m .

En una estructura no restringida lateralmente sujeta a cargas verticales y horizontales, si las cargas verticales solas no causan desplazamiento lateral apreciable, los momentos por ellas generados se multiplicarán por F_m y los causados por las cargas laterales, por F_m ; si las cargas verticales solas producen un desplazamiento lateral apreciable, los momentos generados por ellas y los debidos a cargas horizontales se multiplicarán por F_m .

En estructuras cuyas columnas no usen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso sea significativa se incluirá en la determinación de los efectos de esbeltez.

e) Análisis de segundo orden

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, así como la influencia de la carga axial en las rigideces. Se puede aplicar cualquiera que sea el valor H/r .

1.4 Materiales

Las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) citadas se refieren a las que estén vigentes cuando se aplique el presente documento.

1.4.1 Concreto

El concreto empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase I, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 t/m^3 , y clase II con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 1.9 y 2.2 t/m^3 .

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el Artículo 174 del Reglamento se usará concreto de clase 1. El Corresponsable en Seguridad Estructural podrá permitir el uso de concreto clase 2 para dichas obras, si demuestra que el comportamiento estructural será satisfactorio e incluye esta justificación en la memoria de cálculo.

a) Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

En la fabricación de los concretos, clase 1 ó 2, se empleará cualquier tipo de cemento portland que sea congruente con la finalidad y características de la estructura y que cumpla con los requisitos especificados en la norma NOM C 1. También se podrá emplear cemento portland puzolana, PUZ 1, que cumpla con la norma NOM C 2.

Las agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 111 con las modificaciones y adiciones establecidas en 11.3.1.

El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NOM C 122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NOM C 255.

b) Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f'_c , igual o mayor que 250 kg/cm². La resistencia especificada de los concretos clase 2 será inferior a 250 kg/cm². En ambos casos deberá comprobarse que el nivel de resistencia del concreto estructural de toda construcción cumpla con la resistencia especificada. Se admitirá que un concreto cumpla con la resistencia especificada si satisface los requisitos prescritos en 11.3. El Corresponsable en Seguridad Estructural o el Director Responsable de Obra, cuando el trabajo no requiera de Corresponsable, podrá autorizar el uso de resistencias, f'_c , distintas de las antes mencionadas.

Todo concreto estructural debe mezclarse por medios mecánicos. El de clase 1 debe proporcionarse por peso; el de clase 2 debe proporcionarse por volumen.

Para diseñar se usará el valor nominal, f'_c , determinado con la expresión siguiente:

Para concretos clase 1 y 2

$$f'_c = 0.8 f_c \quad (1.7)$$

El valor f'_c es, en parte, una medida de la resistencia del concreto en la estructura. Para que sea válida la expresión (1.7) deben cumplirse los requisitos de transporte, colocación, compactación y curado prescritos en 11.3.

Se hace hincapié en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, \bar{f}_c , mayor que la especificada, f'_c , y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricar el concreto.

c) Resistencia a tensión

Se considera como resistencia a tensión \bar{f}_t de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 15 x 30 cm cargados diametralmente, ensayos de acuerdo con la norma NOM C 163. A falta de información experimental, \bar{f}_t se puede estimar igual a

concreto clase 1 $1.5\sqrt{f'_c}$

concreto clase 2 $1.2\sqrt{f'_c}$

La resistencia a tensión por flexión o módulo de rotura \bar{f}_r , se puede suponer igual a

concreto clase 1 $2\sqrt{f'_c}$

concreto clase 2 $1.4\sqrt{f'_c}$

Para diseñar se usará un valor nominal, f'_t , igual a 0.75 \bar{f}_t . También puede tomarse:

concreto clase 1 $1.2\sqrt{f'_c}$

concreto clase 2 $0.9\sqrt{f'_c}$

y el módulo de rotura, f'_r , se puede tomar igual a

concreto clase 1 $1.6\sqrt{f'_c}$

concreto clase 2 $1.1\sqrt{f'_c}$

En las expresiones anteriores que no sean homogéneas los esfuerzos deben estar en kg/cm²; los resultados se obtienen en estas unidades.

d) Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1 el módulo de elasticidad se supondrá igual a

$14\,000 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²

y para concreto clase 2 se supondrá igual a

$8\,000 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²

Pueden usarse otros valores de E_c que estén suficientemente respaldados por resultados de laboratorio. En problemas de revisión estructural de construcciones existentes, puede aplicarse el módulo de elasticidad determinado en corazones de concreto extraídos de la estructura, que formen una muestra representativa de ella. En todos los casos a que se refiere este párrafo, E_c se determinará según la norma NOM C128. Los corazones se extraerán de acuerdo con la norma NOM C169.

e) Contracción por secado

Para concretos clase 1 la contracción por secado final, E_{cs} , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2 se tomará igual a 0.002.

f) Deformación difenda

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial difenda final,

$$C_{fd} = \frac{\delta_r - \delta_i}{\delta_i}$$

se supondrá igual a 2.4 y para concreto clase 2 se supondrá igual a 5.0. Las cantidades δ_r y δ_i son las deformaciones axiales final e inmediata, respectivamente. Para calcular flechas difendas véase 2.2.2.

1.4.2 Acero

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla soldada de alambre. Las barras seran corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas NOM B6, NOM B294 ó NOM B457; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas Complementarias. La malla cumplirá con la norma NOM B290. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm. de diámetro (número 2) para estribos (donde así se indique en el texto de estas Normas), conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (véase 2.1.5.i). El acero de pretuerzo cumplirá con las normas NOM B293 ó NOM B292.

Para elementos secundarios y losas apoyadas en su perímetro se permite el uso de barras que cumplan con las normas B18, B32 y B72.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s ,

se supondrá igual a 2×10^6 kg/cm², el de torones de pretuerzo se supondrá de 1.9×10^6 kg/cm².

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimo, f_y , establecidos en las normas citadas

1.5 Dimensiones de diseño

Para calcular resistencias se harán reducciones de dos centímetros en las siguientes dimensiones.

- Espesor de muros
- Diámetro de columnas circulares
- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares
- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo de lecho superior de elementos horizontales o inclinados, incluyendo cascarones y arcos
- Ancho de vigas y arcos.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 20 cm, ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo y que dichas precauciones se consignen en los planos estructurales.

1.6 Factores de resistencia

De acuerdo con el Título VI del Reglamento, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes. Para flexión valdrá 0.9, y 0.8 para cortante y torsión. En flexocompresión, F_R se tomará igual a 0.8 cuando el núcleo esté confinado con un zuncho que cumpla con los requisitos de 4.2.4., o con estribos que cumplan con los requisitos de 5.3.4b, y también cuando el elemento falle en tensión. Si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión, F_R se supondrá igual a 0.7. Para aplastamiento F_R valdrá 0.7.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en el Título VI del Reglamento, por los factores de carga allí prescritos.

2. REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE

2.1 Estados límite de falla

2.1.1 Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003, y
- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a $0.85 f_c^*$

$$f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

e igual a

$$(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

El diagrama esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, aunque sea torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta que pase por el origen, con pendiente igual a E_s , y una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero, f_y . En aceros que no presenten fluencia bien definida, la recta horizontal pasará por el esfuerzo convencional de fluencia. El esfuerzo convencional de fluencia se define por la intersección del diagrama esfuerzo-deformación unitaria con una recta paralela al tramo elástico, cuya abscisa al origen es 0.002, o como lo indique la norma respectiva de las mencionadas en 1.4.2. Pueden utilizarse otras idealizaciones razonables, o bien la gráfica del acero empleado obtenida experimentalmente. En cálculos de elementos de concreto presforzado deben usarse los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del acero utilizado, obtenidos experimentalmente.

La resistencia determinada con estas hipótesis, multiplicada por el factor F_R correspondiente, da la resistencia de diseño.

2.1.2 Flexión

a) Refuerzo mínimo

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, excepto en losas perimetralmente apoyadas, será el requerido para que el momento resistente de la sección sea por lo menos 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura no reducido, \bar{f}_r , definido en 1.4.1.

El área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada

$$A_{s, \text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c^*}}{f_y} bd \quad (2.1)$$

donde b y d son el ancho y el peralte efectivo, no reducidos, de la sección.

Sin embargo, no es necesario que el refuerzo mínimo sea mayor que 1.33 veces el requerido por el análisis.

b) Refuerzo máximo

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será la que corresponde a la falla balanceada de la sección considerada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él. En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a

$$\frac{f_y}{f_c^*} \frac{4800}{f_y + 6000} bd \quad (2.2)$$

donde

$$f_y = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.3)$$

$$f_y = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.4)$$

b y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección, reducidos

de acuerdo con 1.5 El peralte efectivo, d , de una sección es la distancia del centroide del acero de tensión a la fibra extrema de compresión

En otras secciones, para determinar el área de acero que corresponde a la falla balanceada, se aplicaran las condiciones de equilibrio y las hipótesis de 2.1.1.

c) Secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes: la octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma, la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, y ocho veces el espesor del patín.

Se comprobará que el área del refuerzo transversal que se suministre en el patín, incluyendo el del lecho inferior, no sea menor que 1/10 veces el área transversal del patín (f_y en kg/cm^2). La longitud de este refuerzo debe comprender el ancho efectivo del patín y, a cada lado de los paños del alma, debe anclarse de acuerdo con 3.1.

d) Fórmulas para calcular resistencias

Las condiciones de equilibrio y las hipótesis generales de 2.1.1, conducen a las siguientes expresiones para resistencias a flexión, M_R . En dichas expresiones $F_R = 0.9$.

Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f_c^* q (1 - 0.5q) \quad (2.5)$$

o bien

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (2.6)$$

donde

b ancho de la sección (véase 1.5)

d peralte efectivo (véase 1.5)

$$f_c^* = (1.05 - \frac{f_c}{1250}) f_c \leq 0.85 f_c$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f_c^*} \quad (2.7)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (2.8)$$

A_s área del refuerzo de tensión

Secciones rectangulares con acero de compresión

$$M_R = F_R [(A_s - A_s') f_y (d - \frac{a}{2}) + A_s' \zeta (d - d')] \quad (2.9)$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') \zeta}{f_c^* b}$$

A_s área del acero a tensión

A_s' área del acero a compresión

d' distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión

La ec. 2.9 es válida sólo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$(\rho - \rho') \geq \frac{4800}{6000 - \zeta} \frac{d'}{d} \frac{f_c^*}{f_y} \quad (2.10)$$

donde

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_R se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio y las hipótesis de 2.1.1; o bien se calculará aproximadamente con las ecs. 2.5 ó 2.6 despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión cumpla con el requisito de 2.1.2b. El acero de compresión debe restringirse contra el pandeo con estribos que cumplan los requisitos de 4.2.3.

Secciones T e I sin acero de compresión

Si la profundidad del bloque de esfuerzos, a , calculada con la ec. 2.11 no es mayor que el espesor del patín, t , el momento resistente se puede calcular con las expresiones 2.5 ó 2.6 usando el ancho del patín a compresión como b . Si a resulta mayor que t , el momento resistente puede calcularse con la expresión 2.12.

$$a = \frac{A_s \zeta}{f_c^* b} \quad (2.11)$$

$$M_R = F_R [A_{sp} \zeta (d - \frac{t}{2}) + (A_s - A_{sp}) \zeta (d - \frac{a}{2})] \quad (2.12)$$

donde

$$A_{sp} = \frac{f_c^* (b - b') t}{\zeta}$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sp}) \zeta}{f_c^* b'}$$

En las expresiones anteriores

b ancho del patín

b' ancho de alma

La fórmula 2.12 es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si

$$A_s \leq \frac{f_c^*}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b'd + A_w \quad (2.13)$$

Flexión biaxial

La resistencia de vigas rectangulares sujetas a flexión biaxial se podrá valuar con la ec. 2.16.

e) Resistencia a flexión de vigas diafragma

Se consideran como vigas diafragma aquellas cuya relación de claro, L, a peralte total, h, es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En su diseño no son aplicables las hipótesis generales de 2.1.1. L es la distancia libre entre apoyos. Si la cuantía A_s/db es menor o igual que 0.008, la resistencia a flexión de vigas diafragma se puede calcular con la expresión

$$M_R = F_R A_s f_y z \quad (2.14)$$

donde z es el brazo del par interno. En vigas de un claro, z se valúa con el criterio siguiente:

$$z = (0.4 + 0.2 \frac{L}{h}) h, \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.0$$

$$z = 0.6L, \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

Las vigas diafragma continuas se pueden diseñar por flexión con el procedimiento siguiente:

- I. Análcese la viga como si no fuera peraltada y obténganse los momentos resistentes necesarios.
- II. Calcúlense las áreas de acero con la ec. 2.14, valuando el brazo en la forma siguiente:

$$z = (0.3 + 0.2 \frac{L}{h}) h, \quad \text{si } 1.0 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

$$z = 0.5L, \quad \text{si } \frac{L}{h} \leq 1.0$$

El acero de tensión se colocará como se indica en 4.1.4

Las vigas diafragma que unan muros de cortante de edificios se diseñarán según lo prescrito en 4.1.4e.

2.1.3 Flexocompresión

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. El dimensionamiento puede hacerse a partir de las hipótesis generales de 2.1.1, o bien con diagramas de interacción construidos de acuerdo con ellas. El factor de resistencia, F_R , se aplicará a la resistencia a carga axial y a la resistencia a flexión.

a) Excentricidad mínima

La excentricidad de diseño no será menor que $0.05 h \geq 2$ cm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

b) Compresión y flexión en dos direcciones

Son aplicables las hipótesis de 2.1.1. Para secciones cuadradas o rectangulares también puede usarse la expresión siguiente:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{RO}} \quad (2.15)$$

donde

P_R carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y ,

P_{RO} carga axial resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$

P_{Rx} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría

P_{Ry} carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría

La ec. 2.15 es válida para $P_R/P_{RO} \geq 0.1$. Los valores de e_x y e_y deben incluir los efectos de esbeltez y no serán menores que la excentricidad prescrita en a).

Para valores de P_R/P_{RO} menores que 0.10, se usará la expresión siguiente:

$$\frac{M_{Rx}}{M_{Ry}} + \frac{M_{Ry}}{M_{Rx}} \leq 1.0 \quad (2.16)$$

donde M_{ux} y M_{uy} son los momentos de diseño según los ejes X y Y. M_{R_x} y M_{R_y} son los momentos resistentes de diseño según los mismos ejes.

2.1.4 Aplastamiento

En apoyos de miembros estructurales y otras superficies sujetas a presiones de contacto o aplastamiento, el esfuerzo de diseño no se tomará mayor que

$$F_R f_c^*$$

Cuando la superficie que recibe la carga tiene un área mayor que el área de contacto, el esfuerzo de diseño puede incrementarse en la relación

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2,$$

donde A_1 es el área de contacto y A_2 es el área de la figura de mayor tamaño, semejante al área de contacto y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie que recibe la carga.

Esta disposición no se aplica a los anclajes de tendones postensados (véase 7.6.1c).

2.1.5 Fuerza cortante

a) Fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR}

Las expresiones para V_{CR} que se presentan en seguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor que 70 cm y, además, la relación h/b no excede de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla se reducirá V_{CR} dado por dichas expresiones en 30 por ciento. Para valorar h/b en vigas T o I se usará el ancho del alma, b' .

I. Vigas sin presfuerzo

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{si } p < 0.01 \quad V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c^*} \quad (2.17)$$

$$\text{si } p \geq 0.01 \quad V_{CR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*} \quad (2.18)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{CR} se obtendrá multiplicando el valor que da la ec. 2.18 por

$$(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) > 1.0,$$

pero sin que se tome V_{CR} mayor que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c^*}$$

En el factor anterior M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección. Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ec. 2.18 sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{CR} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecs. 2.17 y 2.18.

Cuando una carga concentrada actúa a no más de 0.5d del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos de esta sección, se revisará con el criterio de cortante por tracción de 2.1.5.i.

Para secciones T, I o L, en todas las expresiones anteriores se usará el ancho, b' , en lugar de b . Si el patín está a compresión, al producto $b'd$ pueden sumarse las cantidades t^2 en vigas T e I, y $t^2/2$ en vigas L, siendo t el espesor del patín.

II. Elementos anchos

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los el ancho, b , no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 60 cm y la relación

$$\frac{M}{Vd}$$

no exceda de 2.0, la fuerza resistente, V_{CR} puede tomarse igual a

$$0.5 F_R bd \sqrt{f_c^*}$$

independientemente de la cuantía de refuerzo. Se hace hincapié en que el refuerzo para flexión debe cumplir con los requisitos de 3.1., es decir, debe estar adecuadamente anclado a ambos lados de los puntos en que cruce a toda posible grieta inclinada causada por la fuerza cortante; en zapatas de sección constante para lograr este anclaje basta, entre otras formas, suministrar en los extremos de las barras dobles a 90 grados seguidos de tramos rectos de longitud no menor que 12 diámetros de la barra.

Si el espesor es mayor de 60 cm, o la relación M/Vd excede de 2.0, la resistencia a fuerza cortante se valorará con el criterio que se aplica a vigas (apartado I). El refuerzo para flexión debe estar anclado como se indica en el párrafo anterior.

III. Miembros sujetos a flexión y carga axial

En miembros a flexocompresión en los que P_u no exceda

$$0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s$$

la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.17 ó 2.18 por $1 + 0.007 (P_u/A_g)$. Para valuar p se usará el área de las varillas de la capa más próxima a la cara de tensión o a la de compresión mínima en secciones rectangulares, y $0.33 A_g$ en secciones circulares. Para estas últimas, bd se sustituirá por A_g .

Si P_u es mayor que

$$0.7 f_c' A_g + 2000 A_s$$

se hará variar linealmente V_{CR} , en función de P_u , hasta cero para

$$P_u = F_s (A_g f_c' + A_s f_y)$$

En miembros sujetos a flexotensión, V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecs. 2.17 ó 2.18 por $1 - 0.03 (P_u/A_g)$. Para valuar p y tratar secciones circulares, se aplicará lo antes dicho para miembros a flexocompresión.

P_u es el valor absoluto de la fuerza axial de diseño, en kg, obtenida con el factor de carga más desfavorable en cada caso; A_g el área bruta de la sección transversal y A_s el área total de acero en la sección, ambas en cm^2 .

IV Miembros de concreto presforzado

En secciones con presfuerzo total (véase cap. 7), donde los tendones estén adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, la fuerza V_{CR} se calculará con la expresión

$$V_{CR} = F_s bd (0.15 \sqrt{f_c'} + 50 \frac{V d_p}{M}) \quad (2.19)$$

Sin embargo, no es necesario tomar V_{CR} menor que

$$0.5 F_R bd \sqrt{f_c'}$$

ni deberá tomarse mayor que

$$1.3 F_R bd \sqrt{f_c'}$$

En la expresión 2.19, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo. El peralte efectivo, d , es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total.

En secciones con presfuerzo parcial, y en secciones con presfuerzo total donde los tendones no estén adheridos, o situados en la zona de transferencia, se aplicarán las ecs. 2.17

ó 2.18, según el caso. El peralte efectivo, d , se calculará con la expresión 2.20.

$$\frac{A_{sp} f_{sp} d_s + A_s f_y d_t}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y} \quad (2.20)$$

(d_t es la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión, y f_{sp} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo, A_{sp} , cuando se alcanza la resistencia del elemento.)

En ambos casos la contribución de los patines en vigas T, l y L se valuará con el criterio que se prescribe en el apartado l para vigas sin presfuerzo.

b) Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. También puede usarse malla de alambre soldado, uniéndola según 3.9.2. Los estribos deben rematarse como se indica en 3.1.3.

Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se usará acero de grado mayor que el 42 (4200 kg/cm^2). Para dimensionar, el esfuerzo de fluencia de la malla no se tomará mayor que 4200 kg/cm^2 . El diámetro mínimo de estribos será como se va indicando en estas Normas.

No se tendrán en cuenta estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45° , ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30° .

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{CR} . Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm (número 2), espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando sea aplicable el requisito de refuerzo mínimo del párrafo anterior, así como cuando V_u sea mayor que V_{CR} , se requerirá refuerzo por tensión diagonal. En el segundo caso la separación, s , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes:

$$s = \frac{F_s A_s f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_s A_s f_y}{3.5b} \quad (2.21)$$

A_s es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s y θ es el ángulo que dicho

refuerzo forma con el eje de la pieza. En la ec. 2.21, A_s debe estar en cm^2 , f_y en kg/cm^2 , V_u y V_{CR} en kg y b y d en cm . La separación resulta en cm . Para secciones circulares se sustituirá d por el diámetro de la sección.

La separación, s , no debe ser menor de 5 cm .

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c'}^2$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.

Si V_u es mayor que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c'}^2$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a

$$2 F_R bd \sqrt{f_c'}^2$$

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con

$$A_s = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y \sin \theta} \quad (2.22)$$

En este caso no se admitirá que V_u sea mayor que

$$1.5 F_R \sqrt{f_c'}^2 bd$$

c) Refuerzo por tensión diagonal en vigas presforzadas

Este refuerzo estará formado por estribos perpendiculares al eje de la pieza, de grado no mayor que el 42 ($4\ 200\ \text{kg/cm}^2$), o por malla de alambre soldado cuyo esfuerzo de fluencia no se tomará mayor que $4\ 200\ \text{kg/cm}^2$.

Cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , es mayor que V_{CR} , se requiere refuerzo por tensión diagonal cuya separación se determinará con la ec. 2.21 y las limitaciones siguientes:

Vigas con presfuerzo total:

La separación de estribos no debe ser menor de 5 cm .

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c'}^2$$

la separación no deberá ser mayor que 0.75h. Junde h es el peralte total de la pieza.

Si V_u es mayor que

$$1.5 F_R bd \sqrt{f_c'}^2$$

la separación de los estribos no deberá ser mayor que 0.37h.

En ningún caso se admitirá que V_u sea mayor que

$$2.5 F_R bd \sqrt{f_c'}^2$$

En vigas con presfuerzo parcial se aplicará lo dispuesto en el inciso b) para elementos sin presfuerzo.

El refuerzo mínimo por tensión diagonal prescrito en el inciso b) se usará, asimismo, en vigas parcial o totalmente presforzadas; en las totalmente presforzadas la separación de los estribos que forman el refuerzo mínimo será de 0.75h.

d) Proximidad a reacciones y cargas concentradas

Cuando una reacción comprime directamente la cara del miembro que se considera, las secciones situadas a menos de una distancia d del paño de apoyo pueden dimensionarse para la misma fuerza cortante de diseño que actúa a la distancia d . En elementos presforzados, las secciones situadas a menos de $h/2$ del paño del apoyo pueden dimensionarse con la fuerza cortante de diseño que actúa a $h/2$. d y h son el peralte efectivo y el total, respectivamente.

Cuando una carga concentrada se transmite al miembro a través de vigas secundarias que llegan a sus caras laterales, se tomará en cuenta su efecto sobre la tensión diagonal del miembro principal cerca de la unión.

e) Vigas con tensiones perpendiculares a su eje

Si una carga se transmite a una viga de modo que produzca tensiones perpendiculares a su eje, como sucede en vigas que reciben cargas de losa en su parte inferior, se suministrarán estribos adicionales en la viga calculados para que transmitan la carga a la viga.

f) Interrupción y traslape del refuerzo longitudinal

En tramos comprendidos a un peralte efectivo de las secciones donde, en zonas de tensión, se interrumpa más que 33 por ciento, o traslape más que 50 por ciento del refuerzo longitudinal, la fuerza cortante máxima que puede tomar el concreto se considerará de $0.7V_{CR}$.

g) Fuerza cortante en vigas diafragma

Para determinar la fuerza cortante, V_{Rc} , que resiste el concreto en vigas diafragma (definidas en 2.1.2e), se aplicará lo dispuesto en el número I de a) para vigas con relación L/h menor que 4

La sección crítica para fuerza cortante se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0.15L$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, pero no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

Si la fuerza cortante de diseño, V_u , es mayor que V_{Rc} , la diferencia se tomará con refuerzo. Dicho refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales, cuyas contribuciones se determinarán como sigue, en vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas:

La contribución del refuerzo vertical se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yv} d A_v (1+L/d) / s \quad (2.23)$$

donde A_v es el área del acero vertical comprendida en cada distancia s , y f_{yv} el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

La contribución del refuerzo horizontal se supondrá igual a:

$$0.083 F_R f_{yh} d A_{vh} (1-L/d) / s_h \quad (2.24)$$

donde A_{vh} es el área de acero horizontal comprendida en cada distancia s_h , y f_{yh} el esfuerzo de fluencia de dicho acero.

El refuerzo que se determine en la sección crítica antes definida se usará en todo el claro.

En vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente dos caras opuestas, además de lo aquí prescrito se tomarán en cuenta las disposiciones de d) y e) que sean aplicables.

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán de acuerdo con 4.1.4.d.

Refuerzo mínimo. En las vigas diafragma se suministrarán refuerzos vertical y horizontal que en cada dirección cumpla con los requisitos de 3.10, para refuerzo por cambios volumétricos.

Limitación para V_u . La fuerza V_u no debe ser mayor que

$$2 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

h) Fuerza cortante en losas y zapatas

La resistencia de losas y zapatas a fuerza cortante en la vecindad de cargas o reacciones concentradas será la menor de las correspondientes a las dos condiciones que siguen:

- I. La losa o zapata actúa como una viga ancha en tal forma que las grietas diagonales potenciales se extenderían en un plano que abarca todo el ancho. Este caso se trata de acuerdo con las disposiciones de a) (I, a) (II y b). En losas planas, para esta revisión se supondrá que el 75 por ciento de la fuerza cortante actúa en la franja de columna y el 25 por ciento en las centrales.
- II. Existe una acción en dos direcciones de manera que el agrietamiento diagonal potencial se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncados en torno a la carga o reacción concentrada. En este caso se procede como se indica a continuación.

La sección crítica se supondrá perpendicular al plano de la losa y se localizará de acuerdo con lo siguiente:

Si el área donde actúa la reacción o la carga concentrada no tiene entrantes, la sección crítica formará una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$ (d es el peralte efectivo de la losa).

Si el área cargada tiene entrantes, en ellas la sección crítica se hará pasar de modo que su perímetro sea mínimo y que en ningún punto su distancia a la periferia del área cargada sea menor que $d/2$. Por lo demás, se aplicará lo dicho en el párrafo anterior.

En losas planas aligeradas también se revisará como sección crítica la situada a $d/2$ de la periferia de la zona maciza alrededor de las columnas.

Cuando en una losa o zapata haya aberturas que disten de una carga o reacción concentradas menos de diez veces el espesor del elemento, o cuando la abertura se localice en una franja de columna, como se define en 6.3, no se considerará efectiva la parte de la sección crítica comprendida entre las rectas tangentes a la abertura y concurrentes en el centroide del área cargada.

Si no hay transmisión de momento entre la losa o zapata y la columna, o si el momento por transmitir, M_u , no excede de $0.2 V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño se calculará con

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \quad (2.25)$$

donde b_c es el perímetro de la sección crítica y V_u la fuerza cortante de diseño en dicha sección. Cuando haya transferencia de momento se supondrá que una fracción del momento dada por

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 - 0.67 \sqrt{(c_1 - d) / (c_2 - d)}} \quad (2.26)$$

se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño, v_u , se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente (fig. 2.1). En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 . En columnas circulares $c_1 = c_2 = 0.90$ diámetros. (El resto del momento, es decir la fracción $1 - \alpha$, debe transmitirse por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, de acuerdo con 6.5).

El esfuerzo cortante máximo de diseño obtenido con los criterios anteriores no debe exceder de

$$F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c'} \quad \text{ni de } F_R \sqrt{f_c'}$$

a menos que se suministre refuerzo (γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción). Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismo, en la expresión anterior y en las de los dos párrafos siguientes, el factor F_R se tomará igual a 0.7 en lugar de 0.8.

Para calcular el refuerzo necesario se considerarán dos vigas ficticias perpendiculares entre sí, que se cruzan sobre la columna. El ancho, b , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa, d , más la dimensión horizontal de la cara de columna a la cual llega si ésta es rectangular y su peralte será igual al de la losa. (Si la columna es circular se puede tratar como cuadrada de lado igual a $(0.8D - 0.2d)$, donde D es el diámetro de la columna). En cada una de estas vigas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuyo espaciamiento será el 85 por ciento del calculado con la expresión 2.21, sin que sea mayor que $d/3$; la separación transversal entre ramas verticales de los estribos no debe exceder de 20 cm. Se supondrá

$$V_u = v_u b d \quad \text{y} \quad V_{cR} = 0.4 F_R b d \sqrt{f_c'}$$

donde v_u es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia. El espaciamiento determinado para cada viga en la sección crítica se mantendrá en una longitud no menor que un cuarto del claro entre ejes de columnas en el caso de losas planas, o hasta el borde en zapatas, a menos que mediante un análisis se demuestre que puede interrumpirse antes.

En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor que

$$1.3 F_R \sqrt{f_c'}$$

Refuerzo mínimo. En losas planas debe suministrarse un refuerzo mínimo que será como el antes descrito, usando estribos de 6.3 mm o más de diámetro, espaciados a no más de $d/3$. Este refuerzo se mantendrá hasta no menos de un cuarto del claro correspondiente. Si la losa es aligerada, el refuerzo mínimo se colocará en las nervaduras de ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.

i) Resistencia a fuerza cortante por fricción

Estas disposiciones se aplican en secciones donde nge el cortante directo y no la tensión diagonal (en mensulas cortas, por ejemplo, y en detalles de conexiones de estructuras prefabricadas). En tales casos, si se necesita refuerzo, éste deberá ser perpendicular al plano crítico por cortante directo. Dicho refuerzo debe estar bien distribuido en la sección definida por el plano crítico y debe estar anclado a ambos lados de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano mencionado.

La resistencia a fuerza cortante, V_u , se tomará como el menor de los valores calculados con las expresiones siguientes:

$$F_R \mu (A_{vf} f_y + N_u) \quad (2.27)$$

$$F_R [14A + 0.8 (A_{vf} f_y + N_u)] \quad (2.28)$$

$$0.25 F_R f_c' A \quad (2.29)$$

donde A_{vf} es el área del refuerzo por cortante por fricción, en cm^2 ; A es el área de la sección definida por el plano crítico en cm^2 ; N_u es la fuerza de diseño de compresión normal al plano crítico, en kg, y μ el coeficiente de fricción que se tomará igual a 1.4 en concreto colado monolíticamente, igual a 1.0 para concreto colado contra concreto endurecido e igual a 0.7 entre concreto y acero laminado. Los valores de μ anteriores se aplican si el concreto endurecido contra el que se coloca concreto fresco está limpio y libre de lechada, y tiene rugosidades con amplitud total del orden de 5 mm o más, así como si el acero está limpio y sin pintura.

En las expresiones anteriores, f_y no se supondrá mayor de 4200 kg/cm^2 . Cuando haya tensiones normales al plano crítico, sea por tensión directa o por flexión, en A_{vf} no se incluirá el área de acero necesaria por estos conceptos.

2.1.6 Torsión

Las disposiciones que siguen son aplicables a tramos sujetos a torsión cuya longitud no sea menor que el doble del peralte total

del miembro. Las secciones situadas a menos de un peralte efectivo de la cara del apoyo pueden dimensionarse para la torsión que actúa a un peralte efectivo.

a) Miembros en los que se requiere refuerzo por torsión.

En miembros cuya resistencia a torsión sea directamente necesaria para el equilibrio de la estructura o de parte de ella (fig. 2.2a), se suministrará refuerzo por torsión de acuerdo con b), donde para calcular las áreas de acero necesarias se supondrá $T_{cr} = 0$, y para determinar el refuerzo mínimo por torsión y el valor máximo admisible de T_u el valor de T_{cr} se obtendrá con la ec. 2.32.

En miembros sujetos a torsión y fuerza cortante donde la resistencia a torsión no afecte directamente al equilibrio de la estructura (fig.2.2b), se procederá como sigue:

El momento torsionante de diseño, T_u , se calculará suponiendo en el análisis que la rigidez a la torsión del elemento es la mitad de la rigidez torsional elástica de la sección completa calculada con el módulo de rigidez al cortante, G , igual a 0.4 veces el módulo de elasticidad del concreto.

Cuando se cumpla la desigualdad

$$\frac{T_u^2}{T_{OR}^2} + \frac{V_u^2}{V_{CR}^2} \geq 1.0 \tag{2.30}$$

y, además, T_u sea mayor que T_{CR} dado por la ec. 2.32, se requerirá refuerzo por torsión. Si no se cumple alguna de las dos condiciones anteriores los efectos de la torsión pueden despreciarse.

En secciones rectangulares y secciones T, I ó L, T_{OR} y T_{CR} se valúan con las expresiones siguientes:

$$T_{OR} = 0.6 F_R \Sigma x^2 y \sqrt{f'_c} \tag{2.31}$$

$$T_{CR} = 0.25 T_{OR} \tag{2.32}$$

donde x y y , en cm, son las dimensiones menor y mayor de los rectángulos en que queda descompuesta la sección al considerar cada ala y el alma con el peralte completo de la sección, pero sin que se tome y mayor que $3x$. La suma se refiere a los rectángulos componentes de la sección. Pueden usarse las ecs. 2.31 y 2.32 para secciones circulares tomando $x = y = 0.8$ diámetros.

En miembros que también estén sujetos a tensión axial, el valor

de T_{OR} se multiplicará por $(1 - 0.03 P_u/A_g)$, donde P_u es la tensión de diseño, en kg y A_g el área bruta de la sección reducida (véase 1.5), en cm^2 .

b) Refuerzo por torsión

Este refuerzo estará formado por estribos cerrados perpendiculares al eje del miembro y por barras longitudinales. En miembros circulares los estribos serán circulares. El refuerzo necesario para torsión se combinará con el requerido para otras fuerzas interiores, a condición de que el área suministrada no sea menor que la suma de las áreas individuales necesarias y que se cumplan los requisitos más restrictivos en cuanto a espaciamiento y distribución del refuerzo. El refuerzo por torsión se suministrará cuando menos en una distancia $(h + b)$ más allá del punto teórico en que ya no se requiere (h y b son el peralte total y el ancho del miembro).

I. Refuerzo transversal. Cuando, según a), se requiera refuerzo por torsión el área de estribos cerrados se calculará con la expresión siguiente:

$$A_{sv} = \frac{s (T_u - T_{CR})}{F_R \Omega x_1 y_1 f_{yv}} \tag{2.33}$$

donde

A_{sv} área transversal de una sola rama de estribo

x_1, y_1 lados menor y mayor de un estribo medidos centro a centro

s separación de los estribos

f_{yv} esfuerzo de fluencia de los estribos; el grado de este acero no será mayor que el 42

$$\Omega = 0.67 + 0.33 y_1 / x_1 \leq 1.5$$

En miembros circulares, x_1 y y_1 , se tomarán igual a ocho décimos del diámetro del estribo circular medido centro a centro.

El área de estribos (por torsión y fuerza cortante) no será menor que la calculada con la ec. 2.33, suponiendo $T_u = 4 T_{CR}$; sin embargo, no es necesario que sea mayor que 1.33 veces la requerida para T_u y V_u obtenidos del análisis. La separación, s , no será mayor que el ancho de los estribos, ni que la mitad de su altura, ni mayor de 30 cm.

II. Refuerzo longitudinal. El área de barras longitudinales, A_{st} , para torsión se calculará con la expresión

$$A_{st} = \frac{2 A_w}{s} (x_1 + y_1) \frac{f_{yw}}{f_y} \quad (2.34)$$

donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal.

El área de refuerzo longitudinal no será menor que la obtenida con la ec. 2.34, usando el A_{st} mínima obtenida según la sección I; la separación entre barras longitudinales no excederá de 50 cm y su diámetro no será menor que el de los estribos.

Debe distribuirse el refuerzo longitudinal en el perímetro de la sección transversal y colocarse por lo menos una barra en cada esquina.

III. Refuerzo helicoidal. La combinación de refuerzo transversal y longitudinal puede sustituirse por refuerzo continuo helicoidal constituido por tramos a 45° con las aristas del miembro. Su espaciamiento, medio sobre el eje de la pieza, se obtiene dividiendo entre $\sqrt{2}$ el obtenido con la ec. 2.33. Dicho espaciamiento no debe exceder de y_1 .

Limitación para T_u . No se admitirá que el momento torsionante de diseño, T_u , sea mayor que

$$1.25 T_{cr} \sqrt{16 - \left(\frac{V_u}{0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}} \right)^2} \quad (2.35)$$

en ninguna sección.

2.2 Estados límite de servicio

2.2.1 Esfuerzo bajo condiciones de servicio

Para estimar los esfuerzos producidos en el acero y el concreto por acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento de agrietamiento es mayor que el momento exterior, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero. Si el momento de agrietamiento es menor que el momento actuante, se recurrirá a la sección transformada, despreciando el concreto agrietado. Para valorar el momento de agrietamiento se usará el módulo de rotura, f_r , prescrito en 1.4.1c).

2.2.2 Deflexiones

Las dimensiones de elementos de concreto reforzado deben ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos en el Título VI del Reglamento.

Deflexiones en elementos no presforzados que trabajan en

una dirección.

Deflexiones inmediatas. Las deflexiones que ocurran inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con 1.4.1d) y con el momento de inercia de la sección transformada agrietada.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado en la forma siguiente.

$$I = \frac{I_1 + I_2 + 2I_3}{4} \quad (2.36)$$

donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro e I_3 el de la sección central. Si el claro sólo es continuo en el extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondrá igual a cero, y en la expresión 2.36 el denominador será 3.

Deflexiones diferidas. A no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I sujetos a flexión, se obtendrá multiplicando la flecha inmediata, calculada de acuerdo con el párrafo anterior para la carga sostenida considerada, por el factor

$$\frac{2}{1 + 30 p'} \quad (2.37)$$

donde p' es la cuantía de acero a compresión (A'_s/bd). En elementos continuos se usará un promedio de p' calculado con el mismo criterio aplicado para determinar el momento de inercia.

Para elementos de concreto normal clase 2, el numerador de la expresión 2.37 será igual a 4.

La deflexión total será la suma de la inmediata más la diferida.

2.2.3 Agrietamiento en elementos no presforzados que trabajan en una dirección

El criterio siguiente se aplica a elementos no expuestos a un ambiente muy agresivo, y que no deban ser impermeables. En caso contrario, deben tomarse precauciones especiales.

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor 3 000 kg/cm² para el refuerzo de tensión, las secciones de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad

$$f_t \leq \frac{M}{d_c A} \quad (2.38)$$

no exceda a 40 000 kg/cm. En la expresión anterior:

- f, esfuerzo en el acero en condiciones de servicio en kg/cm²
- d, recubrimiento de concreto medido desde la fibra extrema en tensión al centro de la barra más próxima a ella, en cm
- A, área de concreto a tensión, en cm², que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro).

El esfuerzo f_t puede estimarse con la expresión $M/0.9 d A_s$, o bien, si no se recurrió a la redistribución de los momentos elásticos, suponerse igual a $0.6 f_y$. En la expresión anterior M es el momento flexionante en condiciones de servicio.

3. REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

3.1 Anclaje

3.1.1 Requisitos generales

- a) La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico de anclaje. La fuerza de tensión se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.
- b) El requisito del párrafo a) se cumple, en la mayoría de los casos, para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si:
 - I. Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se

cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren.

- II. En las secciones donde, según el diagrama de momentos flexionantes, teóricamente ya no se requiere el refuerzo que se corta o se dobla, la longitud que continúa de cada barra que no se corta ni se dobla es mayor o igual que $L_d + d$. Este requisito no es necesario en las secciones teóricas de corte más próximas a los extremos de elementos libremente apoyados.
- III. A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d , que se define en c).
- IV. Cada barra para momento positivo que llega a un extremo libremente apoyado se prolonga más allá del centro del apoyo, incluyendo porciones dobladas, una longitud no menor que

$$(L_d - 0.25 L) \geq 0.5h \quad (3.1)$$

donde L es el claro del elemento y h su peralte total.

En ciertos casos hay otras secciones críticas donde habrá que revisar el anclaje (generalmente donde el esfuerzo en el acero es cercano al máximo).

- c) La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} , dada por la ec. 3.2, en cm, por el factor o los factores indicados en la tabla 3.1. Las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor de 38.1 mm (número 12).

$$L_{db} = 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b \zeta \quad (3.2)$$

(d_b es el diámetro de la barra, en cm, y A_s su área transversal, en cm²; f_y y f'_c en kg/cm²).

TABLA 3.1

Condición del refuerzo	Factor
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cuelen mas de 30 cm de concreto	1.4
En concreto ligero	1.33
Barras con f_y mayor de $4\ 200\ \text{kg/cm}^2$ (f_y , en kg/cm^2)	$2 - \frac{4200}{f_y}$
Barras torcidas en frío de diámetro igual o mayor que 19.1 mm (número 6)	1.2
Todos los otros casos	1.0

En ningún caso L_d será menor de 30 cm.

La longitud de desarrollo, L_d , de cada barra que forme parte de un paquete de tres barras será igual a la que requeriría si estuviera aislada multiplicada por 1.20. Cuando el paquete es de dos barras no se modifica L_d .

Si el esfuerzo, f_s , que debe desarrollar una barra en una sección es menor que f_y , la longitud mínima de la barra a cada lado de dicha sección será $(f_s/f_y)L_d$. El esfuerzo f_s se calculará con el momento flexionante de diseño que se define en el inciso a).

Cuando una barra a tensión termina con un doblé a 90 ó 180 grados que cumpla con los requisitos de 3.8, se supondrá que puede alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección crítica, si la distancia en cm, paralela a la barra, entre la sección crítica y el paño externo de la barra en el doblé, es al menos igual a $0.076 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$ (30 por ciento mayor en concreto ligero), pero no menor que 15 cm ni que $8 d_b$, y, además, el tramo recto después del doblé no es menor que $12 d_b$ para dobles a 90 grados, ni menor de $4 d_b$ para dobles a 180 grados. Las unidades son las mismas que en la ec. 3.2.

La longitud de desarrollo de una barra lisa será el doble de la que requeriría si fuera corrugada.

La longitud de desarrollo de una barra a compresión será cuando menos el 60 por ciento de la que requeriría a tensión y no se considerarán efectivas porciones dobladas. En ningún caso será menor de 20 cm.

3.1.2 Requisitos complementarios de anclaje

Los siguientes requisitos deben respetarse además de los

anteriores:

- I. En extremos libremente apoyados se prolongará, sin doblar, hasta dentro del apoyo, cuando menos la tercera parte del refuerzo de tensión para momento positivo máximo. En extremos continuos se prolongará la cuarta parte.
- II. Cuando el elemento en flexión es parte de un sistema destinado a resistir fuerzas laterales accidentales, el refuerzo positivo que se prolongue dentro del apoyo debe anclarse de modo que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en la cara del apoyo, al menos la tercera parte del refuerzo negativo que se tenga en la cara de un apoyo se prolongará más allá del punto de inflexión una longitud no menor que un peralte efectivo, ni que $12 d_b$, ni que un dieciseisavo del claro libre.

3.1.3 Anclaje del refuerzo transversal

El refuerzo en el alma debe llegar tan cerca de la caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. Los radios de doblé cumplirán con los requisitos de 3.8.

Las barras longitudinales que se doblen para actuar como refuerzo en el alma deben continuarse como refuerzo longitudinal cerca de la cara opuesta si esta zona está a tensión, o prolongarse, una longitud L_d más allá de la media altura de la viga si dicha zona está a compresión.

3.1.4 Anclaje de malla de alambre soldado

Se supondrá que un alambre puede desarrollar su esfuerzo de fluencia en una sección si a cada lado de ésta se ahogan en el concreto cuando menos dos alambres perpendiculares al primero, distando el más próximo no menos de 5 cm de la sección considerada. Si sólo se ahoga un alambre perpendicular a no menos de 5 cm de la sección considerada, se supondrá que se desarrolla la mitad del esfuerzo de fluencia.

3.2 Espesor de desgaste

En superficies expuestas a abrasión, tal como la que por ne del tránsito intenso, no se tomará como parte de la sección resistente el espesor que pueda desgastarse. A éste se asignará una dimensión no menor de 1.5 cm, salvo que la superficie expuesta se endurezca con algún tratamiento.

3.3 Revestimientos

Los revestimientos no se tomarán en cuenta como parte de la sección resistente de ningún elemento, a menos que se suministre una liga con él, la cual esté diseñada para transmitir todos los esfuerzos que puedan presentarse y que dichos revestimientos no estén expuestos a desgaste o deterioro.

3.4 Recubrimiento

En elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra de refuerzo o tendón de presfuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 2.0 cm; en losas 1.5 cm, y en cascarones, 1.0 cm.

Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En elementos estructurales colados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores, será de 5 cm si no se usa plantilla, y de 3 cm si se usa plantilla.

En elementos prefabricados que no van a quedar expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre del refuerzo sin presforzar no será menor que 1.5 cm, ni que el diámetro de la barra o que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete, en su caso; en losas y cascarones prefabricados puede ser no menor que 1.0 cm ni que el diámetro de la barra.

En elementos estructurales que van a quedar expuestos a la intemperie, se duplicarán los valores de los párrafos anteriores.

Los recubrimientos antes señalados se incrementarán en miembros expuestos a agentes agresivos (ciertas sustancias o vapores industriales, terreno particularmente corrosivo, etc.).

3.5 Tamaño máximo de agregados

El tamaño nominal máximo de los agregados no debe ser mayor que un quinto de la menor distancia horizontal entre caras de los moldes, un tercio del espesor de losas, ni dos tercios de la separación horizontal libre mínima entre barras, paquetes de barras, o tendones de presfuerzo. Estos requisitos pueden omitirse cuando las condiciones del concreto fresco y los procedimientos de compactación que se apliquen permitan colocar el concreto sin que queden huecos.

3.6 Separación entre barras o tendones individuales

3.6.1 Acero de refuerzo

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas) no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Esto último con la salvedad indicada en 3.5.

Cuando el refuerzo de vigas esté colocado en dos o más capas, la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficacia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm.

3.6.2 Acero de presfuerzo

La separación libre entre tendones para pretensado en los extremos del miembro no debe ser menor de $4d_s$ para alambres, ni de $3d_s$ para torones; también cumplirá con lo prescrito en 3.5.

En la zona central del claro, se permite una separación vertical menor y hacer paquetes de tendones.

3.7 Paquetes de barras

Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas y de tres en vigas, con la salvedad expresada en 5.2.2. La sección donde se corte una barra de un paquete en el claro de una viga no distará de la sección de corte de otra barra menos de 40 veces el diámetro de la más gruesa de las dos. Los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes, cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Para calcular la separación del refuerzo transversal, rige el diámetro de la barra más delgada del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

3.8 Dobles del refuerzo

El radio interior de un doblez no será menor que $\ell/60\sqrt{F_c}$, por el diámetro de la barra doblada, a menos que dicha barra quede doblada alrededor de otra de diámetro no menor que el de ella, o se confine adecuadamente el concreto, por ejemplo mediante refuerzo perpendicular al plano de la barra. Además, el radio de doblez no será menor que

el que marca la respectiva norma NOM. de las indicadas en 1.4.2. para la prueba de doblado. En la expresión anterior f_y y f_c deben estar en kg/cm^2 .

En todo doblaje o cambio de dirección del acero longitudinal debe colocarse refuerzo transversal capaz de equilibrar la resultante de las tensiones o compresiones desarrolladas en las barras, a menos que el concreto en sí sea capaz de ello.

3.9 Uniones de barras

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos. Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos. Toda unión soldada o con dispositivo mecánico debe ser capaz de transferir por lo menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de tensión de las barras, sin necesidad de exceder la resistencia máxima de éstas. Se respetarán los requisitos de 5.2.2 y 5.3.3.

3.9.1 Uniones de barras sujetas a tensión

En lo posible deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión. Se procurará, asimismo, que en una cierta sección cuando más se unan barras alternadas.

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de esfuerzo máximo, deben tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

La longitud de un traslape no será menor que 1.33 veces la longitud de desarrollo, L_d , calculada según 3.1, ni menor que $(0.01 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2).

Si se usan uniones soldadas o mecánicas deberá comprobarse experimentalmente su eficacia.

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33 por ciento del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir más refuerzo del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones.

3.9.2 Uniones de malla de alambre soldado

En lo posible deben evitarse uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga) sea mayor que $0.5f_y$. Cuando haya necesidad de usar traslapes en las secciones mencionadas,

deben hacerse de modo que el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no sea menor que la separación entre alambres transversales más 5 cm.

Las uniones por traslape en secciones donde el esfuerzo en los alambres sea menor o igual que $0.5f_y$, el traslape medido entre los alambres transversales extremos de las hojas que se unen no será menor que 5 cm.

3.9.3 Uniones de barras sujetas a compresión

Si la unión se hace por traslape, la longitud traslapada no será menor que la longitud de desarrollo para barras a compresión, calculada según 3.1, ni que $(0.01 f_y - 10)$ veces el diámetro de la barra (f_y en kg/cm^2). Cuando la resistencia especificada del concreto, f_c , sea menor de 200 kg/cm^2 , los valores anteriores se incrementarán 20 por ciento.

3.10 Refuerzo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que

$$a_r = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} \quad (3.3)$$

donde

a_r área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a x_1 .

x_1 dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm).

Si x_1 no excede de 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si x_1 es mayor que 15 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5 a_r$.

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.3 por ciento en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos excederá de 50 cm ni de $3.5 x_1$.

Debe aumentarse la cantidad de acero a no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de

contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.

3.11 Inclusiones

Debe evitarse la inclusión de elementos no estructurales en el concreto, en particular tubos de alimentación o desagüe dentro de las columnas. Las dimensiones y ubicación de los elementos no estructurales que lleguen a quedar dentro del concreto, así como los procedimientos de ejecución usados en la inclusión, serán tales que no afecten indebidamente las condiciones de resistencia y deformabilidad, ni que impidan que el concreto penetre, sin segregarse, en todos los intersucios.

4. DISPOSICIONES COMPLEMENTARIAS PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMUNES

Las disposiciones de esta sección se cumplirán, además de los requisitos generales de las secciones precedentes.

4.1 Vigas

4.1.1 Conceptos generales

El claro se contará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga; en caso contrario, el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

4.1.2 Pandeo lateral

Deben analizarse los efectos de pandeo lateral cuando la separación entre apoyos laterales sea mayor que 35 veces el ancho de la viga o el ancho del patín a compresión. En su caso, se aplicará lo dispuesto en 5.2.1.

4.1.3 Refuerzo complementario en las paredes de las vigas

En las paredes de vigas con peraltes superiores a 75 cm debe

proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos de acuerdo con 3.10. Se puede tener en cuenta este refuerzo en los cálculos de resistencia si se determina la contribución del acero por medio de un estudio de compatibilidad de deformaciones según las hipótesis básicas de 2.1.1.

4.1.4 Vigas diafragma

a) Disposición del refuerzo por flexión (véase 2.1.2 e)

I. Vigas de un claro

El refuerzo que se determine en la sección de momento máximo debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro; debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, no menos del ochenta por ciento de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a

$$(0.2 - 0.05 \frac{L}{h}) h,$$

medida desde la cara inferior de la viga, pero no mayor que 0.2 L (fig. 4.1).

II. Vigas continuas

El refuerzo que se calcule con el momento positivo máximo de cada claro debe prolongarse recto en todo el claro en cuestión. Si hay la necesidad de hacer uniones, éstas deben localizarse cerca de los apoyos intermedios. El anclaje de este refuerzo en los apoyos y su distribución en la altura de la viga cumplirán con los requisitos prescritos en L.

No menos de la mitad del refuerzo calculado para momento negativo en los apoyos debe prolongarse en toda la longitud de los claros adyacentes. El resto del refuerzo negativo máximo, en cada claro, puede interrumpirse a una distancia del paño del apoyo no menor que 0.4 h, ni que 0.4 L.

El refuerzo para momento negativo sobre los apoyos debe repartirse en dos franjas paralelas al eje de la viga de acuerdo con lo siguiente:

Una fracción del área total, igual a

$$0.5 \left(\frac{L}{h} - 1 \right) A_s$$

debe repartirse uniformemente en una franja de ancho igual a 0.2 h y comprendida entre las cotas 0.8 h y h, medidas desde el borde inferior de la viga (fig. 4.2). El resto se repartirá uniformemente en una franja adyacente a la anterior, de ancho igual a 0.6 h. Si L/h es menor que 1.0, en este párrafo se sustituirá L en lugar de h.

b) Revisión de las zonas a compresión

Si una zona a compresión de una viga diafragma no tiene restricción lateral, debe tomarse en cuenta la posibilidad de que ocurra pandeo lateral.

c) Disposición del refuerzo por fuerza cortante

El refuerzo que se calcule con las expresiones 2.23 y 2.24 en la sección crítica, se usará en todo el claro. Las barras horizontales se colocarán, con la misma separación, en dos capas verticales próximas a las caras de la viga. Estas barras se anclarán de modo que en las secciones de los paños de los apoyos extremos sean capaces de desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

d) Dimensionamiento de los apoyos

Para valuar las reacciones en los apoyos se puede analizar la viga como si no fuera peraltada, aumentando en 10 por ciento el valor de las reacciones en los apoyos extremos.

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder del valor especificado en 2.1.4, haya ayesadores en la viga o no los haya.

Si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, deben colocarse en zonas próximas a los apoyos, barras complementarias verticales y horizontales en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante, del mismo diámetro que las de este refuerzo y de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (fig. 4.3).

Las barras complementarias horizontales se situarán en una franja contigua a la que contiene el refuerzo inferior de flexión y de ancho igual al de esta última. Dichas barras complementarias deben anclarse de modo de que puedan alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño del apoyo; además, su longitud dentro de la viga, medida desde dicha sección, no debe ser menor que 0.3 h.

Las barras complementarias verticales se colocarán en una franja vertical limitada por la sección del paño del apoyo y de ancho igual a 0.2 h. Estas barras deben abarcar desde el lecho inferior de la viga hasta una altura igual a 0.5 h.

Si h es mayor que L, se sustituirá L en lugar de h en los dos párrafos precedentes.

Cuando la viga esté atiesada sobre los apoyos en todo su

peralte, o cuando la reacción no comprima directamente la cara inferior de la viga sino que se transmita a lo largo de todo el peralte, se aplicarán las disposiciones siguientes:

Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras, horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante, del borde inferior de la viga no menos de 0.5 h y por el plano vertical distante de la sección del paño del apoyo no menos de 0.4 h (fig. 4.4). El área total de las barras horizontales se determinará con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5i), suponiendo como plano de falla el que pasa por el paño del apoyo. El área total de las barras verticales será la misma que la de las horizontales. En estos refuerzos pueden incluirse las barras del refuerzo en el alma de la viga situadas en la zona antes definida, con tal que las horizontales sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia en la sección del paño de apoyo.

Si h es mayor que L, se sustituirá L en lugar de h en el párrafo anterior.

e) Vigas diafragma que unen muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

El refuerzo de vigas diafragma con relaciones L/h no mayores de 2, que unen muros para fuerzas horizontales constará de dos grupos de barras diagonales, según se indica en la fig. 4.5. Se supondrá que cada grupo forma un elemento que trabajará a tensión o compresión axiales y que las fuerzas de interacción entre los dos muros, en cada viga, se transmiten sólo por las tensiones y compresiones en dichos elementos. Para determinar las áreas de acero necesarias se despreñará el concreto. El espesor de estas vigas será el mismo que el de los muros que unen.

Cada elemento diagonal constará de no menos de cuatro barras rectas sin uniones, con cada extremo anclado en el muro respectivo una longitud no menor que 1.5 veces L_d , obtenida ésta según 3.1.1c). Las barras de los elementos diagonales se colocarán tan próximas a las caras de la viga como lo permiten los requisitos de recubrimiento, y se resungirán contra el pandeo con estribos o hélices que, en el tercio medio del claro de la viga, cumplirán con los requisitos de 4.2.3. En los tercios extremos el espaciamiento se reducirá a la mitad del que resulte en el central. Los estribos o el zuncho que se use en los tercios extremos se continuarán dentro de cada muro en una longitud no menor que $L/8$.

En el resto de la viga se usará refuerzo vertical y horizontal y en cada dirección cumpla con los requisitos para refuerzo y cambios volumétricos de 3.10. Este refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras de la viga, por afuera del refuerzo diagonal.

4.1.5 Vigas de sección compuesta

a) Conceptos generales

Una viga de sección compuesta es la formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado, o de acero.

Las disposiciones que siguen se refieren únicamente a secciones con elementos prefabricados de concreto. Para secciones compuestas con elementos de acero, véanse las Normas para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse en cuenta los efectos del apuntalamiento a falta del mismo sobre las deflexiones y el agrietamiento.

b) Efectos de la fuerza cortante

- I. El esfuerzo cortante horizontal, v_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la expresión

$$v_h = \frac{V_d}{F_R b_v d} \quad (4.1)$$

donde

- V_d fuerza cortante de diseño
- b_v ancho del área de contacto
- d peralte efectivo de la sección compuesta

- II. Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan.

- III. Para transmitir en la superficie de contacto los esfuerzos cortantes de diseño, se admitirán los valores siguientes:

1. En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 3 kg/cm^2 (se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5 mm o más).

2. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que indica el inciso IV y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 6 kg/cm^2 .

3. Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores del inciso IV y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 25 kg/cm^2 .

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 25 kg/cm^2 , el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción de 2.1.5.i).

- IV. Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en 2 y 3 del inciso III, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $3/f_c$ veces el área de contacto (f_c en kg/cm^2). Su espaciamiento no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 60 cm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

- V. El refuerzo por tensión diagonal de una viga compuesta se dimensionará como si se tratara de una viga monolítica de la misma forma.

4.2 Columnas

4.2.1 Geometría

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. La dimensión transversal menor será por lo menos igual a 20 cm. En su caso, se respetará la dimensión mínima prescrita en 5.3.1.

4.2.2 Refuerzos mínimo y máximo

La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que $20/f_c$ (f_c en kg/cm^2), ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares.

4.2.3 Requisitos para refuerzo transversal

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes. Además, en los tramos donde se prevean articulaciones plásticas no será inferior al prescrito en 4.8.

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben

restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y , en kg/cm², es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales), 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna. La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de su altura libre, ni que 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En los nudos se aplicará lo dispuesto en 4.2.5.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135°. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm (libres) de una barra soportada lateralmente. Cuando 6 ó más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en 3.1.3 o con suficiente traslape para desarrollar su esfuerzo de fluencia; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos de 4.2.4.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinal que restringe. Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en 3.1.3.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblez a 135° alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

4.2.4 Columnas zunchadas

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante.

El porcentaje volumétrico del refuerzo helicoidal, p_h , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_c}{A_g} - 1 \right) \frac{f_y}{f_c} \text{ ni que } 0.12 \frac{f_y}{f_c} \quad (4.2)$$

donde

A_c : área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice

A_g : área transversal de la columna

f_y : esfuerzo de fluencia del acero de la hélice

El acero de la hélice no debe ser de grado mayor que el 42.

El claro libre entre dos vueltas consecutivas no será menor que una vez y media el tamaño máximo del agregado, ni mayor de 7 cm.

Los traslapes tendrán una vuelta y media. Las hélices se anclarán en los extremos de la columna mediante dos vueltas y media.

4.2.5 Detalles del refuerzo en intersecciones con vigas o losas

El refuerzo transversal de una columna en su intersección con una viga o losa debe ser el necesario para resistir las fuerzas internas que ahí se produzcan, pero su espaciamiento no será mayor y su diámetro no será menor que los usados en la columna en las secciones próximas a dicha intersección.

Si la intersección es excéntrica, en el dimensionamiento y detallado de la conexión deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes, los momentos y torsiones causados por la excentricidad.

Cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de la columna no excederá de 1 a 6. Las porciones de las barras por arriba y por debajo de la junta serán paralelas al eje de la columna. Además deberá proporcionarse refuerzo transversal adicional al necesario por otros conceptos, en cantidad suficiente para resistir una y media veces el componente horizontal de la fuerza axial que pueda desarrollarse en cada barra, considerando en ella el esfuerzo de fluencia.

4.3. Losas

4.3.1 Disposiciones generales

Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la teoría de líneas de fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a

deflexión y agrietamiento.

Si aparte de soportar cargas normales a su plano la losa tiene que transmitir a marcos, muros u otros elementos rigidizantes, fuerzas apreciables contenidas en su plano, estas fuerzas deben tomarse en cuenta en el diseño de la losa.

Las nervaduras de losas encasetonadas se dimensionarán como vigas.

4.3.2 Losas que trabajan en una dirección

En el diseño de losas que trabajan en una dirección son aplicables las disposiciones para vigas de 4.1.1.

Además del refuerzo principal de flexión, debe proporcionarse refuerzo normal al anterior, de acuerdo con los requisitos de 3.10.

4.3.3 Losas apoyadas en su perímetro

a) Momentos flexionantes debidos a cargas uniformemente distribuidas

Los momentos flexionantes en losas perimetralmente apoyadas se calcularán con los coeficientes de la tabla 4.1 si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50 por ciento del menor de ellos.
4. La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

Para valores intermedios de la relación, m , entre el claro corto, a_1 , y el claro largo, a_2 , se interpolará linealmente.

b) Secciones críticas y franjas de refuerzo

Para momento negativo, las secciones críticas se tomarán en los bordes del tablero, y para positivo, en las líneas medias.

Para colocación del refuerzo la losa se considerará dividida en cada dirección, en dos franjas extremas y una central. Para relaciones de claro corto a largo mayores de 0.5, las franjas centrales tendrán un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema, igual a la cuarta parte del

mismo. Para relaciones a_1/a_2 menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tendrá un ancho igual a $a_2 - a_1$, y cada franja extrema, igual a $a_1/2$.

Para doblar varillas y aplicar los requisitos de anclaje del acero se supondrán líneas de inflexión a un sexto del claro corto desde los bordes del tablero para momento positivo, y a un quinto del claro corto desde los bordes del tablero por momento negativo.

c) Distribución de momentos entre tableros adyacentes

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento desequilibrado entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3/a_1 .

d) Disposiciones sobre el refuerzo

Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima y porcentaje mínimo de acero de 3.10. En la proximidad de cargas concentradas superiores a una tonelada, la separación del refuerzo no debe exceder de $2.5d$, donde d es el peralte efectivo de la losa.

e) Peralte mínimo

Cuando sea aplicable la tabla 4.1 podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 270 para concreto clase 1 y 180 para concreto clase 2. Para este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará en 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. En losas alargadas no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con $a_2 = 2a_1$.

La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$f_c \leq 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w \leq 180 \text{ kg/m}^2;$$

para otras combinaciones de f_c y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.034 \sqrt{f_c w}$$

el valor obtenido según el párrafo anterior. En esta expresión f_c es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 (puede suponerse igual a $0.6 f_y$) y w es la carga en condiciones de servicio, en kg/m^2 .

f) Revisión de la resistencia a fuerza cortante

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

$$V = (a_1 / 2 - d) w / [1 + (\frac{a_1}{a_2})^4] \quad (4.3)$$

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, V se incrementará en 15 por ciento. La resistencia de la losa a fuerza cortante se supondrá igual a

$$0.5 F_c db\sqrt{f_c}$$

4.3.4 Cargas lineales

Los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente de la tabla 4.2. La carga equivalente así obtenida se sumará a la

TABLA 4.1 COEFICIENTES DE MOMENTOS PARA TABLEROS RECTANGULARES, FRANJAS CENTRALES

Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis. positivo	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis. positivo	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
De esquina Dos lados adyacentes disconti- nuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en bordes discontinuos positivo	largo	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		corto	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
Aislado cuatro lados dis- continuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos por unidad de ancho.

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

propriadamente uniforme que actúa en ese tablero.

TABLA 4.2

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

4.3.5 Cargas concentradas

Cuando un tablero de una losa perimetralmente apoyada deba soportar una carga concentrada, P , aplicada en la zona definida por la intersección de las franjas centrales, la suma de los momentos resistentes, por unidad de ancho, positivo y negativo se incrementará en cada dirección paralela a los bordes, en la cantidad

$$\frac{P}{2\pi} \left(1 - \frac{2r}{3R} \right) \quad (4.4)$$

en todo punto del tablero, siendo r el radio del círculo de igual área a la de aplicación de la carga y R la distancia del centro de la carga al borde más próximo a ella.

El criterio anterior también se aplicará a losas que trabajan en una dirección, con relación ancho a claro no menor que $\pi/2$, cuando la distancia de la carga a un borde libre no es menor que la mitad del claro. No es necesario incrementar los momentos resistentes en un ancho de losa mayor que $1.5L$ centrado con respecto a la carga (L es el claro de la losa).

4.3.6 Losas encasetonadas

Las losas encasetonadas, sean planas o perimetralmente apoyadas, en que la distancia centro a centro entre nervaduras no sea mayor que un sexto del claro de la losa paralelo a la dirección en que se mide la separación de las nervaduras, se pueden analizar como si fueran macizas, con los criterios que anteceden y los del Cap. 6.

En cada caso, de acuerdo con la naturaleza y magnitud de la carga que vaya a actuar, se revisará la resistencia a cargas concentradas de las zonas comprendidas entre nervaduras. Como mínimo se considerará una carga concentrada de 1000 kg en un área de 10 x 10 cm actuando en la posición más desfavorable.

4.4 ZAPATAS

4.4.1 Disposiciones generales

Para dimensionar por flexión se tomarán las siguientes

secciones críticas:

En zapatas que soporten elementos de concreto, el plano vertical tangente a la cara del elemento.

En zapatas que soportan muros de piedra o tabique, la sección media entre el paño y el eje del muro.

En zapatas que soportan columnas de acero a través de placas de base, la sección crítica será en el perímetro de la columna, a menos que la rigidez y resistencia de la placa permitan considerar una sección más alejada.

Las zapatas con refuerzo en una dirección y las zapatas cuadradas reforzadas en dos direcciones llevarán su refuerzo espaciado uniformemente.

En zapatas aisladas rectangulares con flexión en dos direcciones, el refuerzo paralelo al lado mayor se distribuirá uniformemente; el paralelo al lado menor se distribuirá en tres franjas en la forma siguiente: en la franja central, de ancho a_1 , una cantidad de refuerzo igual a la totalidad que debe colocarse en esa dirección, multiplicada por $2a_1 / (a_1 + a_2)$, donde a_1 y a_2 son, respectivamente, los lados corto y largo de la zapata. El resto del refuerzo se distribuirá uniformemente en las dos franjas extremas.

Las secciones críticas para diseño por tensión diagonal se definen en (2.1.5b).

Se supondrá que las secciones críticas por anclaje son las mismas que por flexión. También deben revisarse todas las secciones donde ocurran cambios de sección o donde se interrumpa parte del refuerzo.

Si la zapata se apoya sobre pilotes, al calcular la fuerza cortante en una sección se supondrá que en ella produce cortante la reacción de los pilotes cuyos centros queden a $0.5 d_p$, o más hacia fuera de dicha sección (d_p el diámetro de un pilote en la base de la zapata). Se supondrá que no producen cortante las reacciones de los pilotes cuyos centros queden a $0.5 d_p$ o más hacia dentro de la sección considerada. Para posiciones intermedias del centro de un pilote se interpolará linealmente.

4.4.2 Transmisión de esfuerzos en la base de una columna o pedestal

Cuando la carga que la columna transmite a la zapata es excéntrica, debe seguirse el criterio de dimensionamiento para losas planas que se presenta en 2.1.5h).

Los esfuerzos de aplastamiento en el área de contacto no excederán a los valores consignados en 2.1.4.

4.4.3 Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 15 cm. Si la zapata apoya sobre pilotes, dicho espesor mínimo será de 30 cm.

4.5 Muros

4.5.1 Muros sujetos a cargas verticales axiales o excéntricas

Estos muros deben dimensionarse por flexocompresión como si fueran columnas, teniendo en cuenta las siguientes disposiciones complementarias:

En tableros cuyos bordes verticales posean suficiente restricción, la longitud efectiva de pandeo, H' , se calculará como sigue

$$\begin{aligned} H' &= H & \text{si } H/L &\leq 0.35 \\ H' &= (1.3 - 0.85 H/L) H & \text{si } 0.35 < H/L < 0.8 \\ H' &= L/2 & \text{si } H/L &\geq 0.8 \end{aligned}$$

donde H es la altura del muro y L la longitud horizontal del tablero. Aquí se entiende por tablero una porción de muro limitada por elementos estructurales verticales capaces de dar restricción lateral, o todo el muro si sólo hay dichos elementos en los bordes del muro. Se considera suficiente restricción lateral la presencia de elementos estructurales ligados al tablero en sus bordes verticales, siempre que su dimensión perpendicular al plano del muro no sea menor que 2.5 veces el espesor del mismo.

En muros de uno o varios tableros cuyos bordes no tienen suficiente restricción, H' se tomará igual a H si H/L es menor o igual que 0.35, e igual a

$$0.215 \left(\frac{H}{L} + 4.3 \right) H \leq 2H$$

si H/L es mayor que 0.35. Aquí L es la longitud horizontal del muro.

Si las cargas son concentradas, se tomará como ancho efectivo una longitud igual a la de contacto más cuatro veces el espesor del muro, pero no mayor que la distancia centro a centro entre cargas.

Si la resultante de la carga vertical de diseño queda dentro del tercio medio del espesor del muro y, además, su magnitud no excede de $0.25 f_c A_g$, el refuerzo mínimo vertical del muro será el indicado en 3.10, sin que sea necesario restringirlo contra el pandeo; si no se cumple alguna de las condiciones anterior-

res, el refuerzo vertical mínimo será el prescrito en 4.2.2, habra que restringirlo contra el pandeo mediante grapas.

El refuerzo mínimo horizontal será el que se pide en 3.10.

4.5.2 Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

Las disposiciones de esta sección se aplican a muros cuya principal función sea resistir fuerzas horizontales en su plano, sin cargas verticales de consideración, con relación L/t no mayor de 70. (L es la longitud horizontal del muro) Si actúan cargas verticales importantes, la relación L/t debe limitarse a 40 y se aplicará lo dispuesto en 4.5.1 y 2.1.3. El espesor, t , de estos muros no será menor de 13 cm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, a menos que se realice un análisis de pandeo lateral de los bordes del muro, o se les suministre restricción lateral. En construcciones de no más de dos niveles, con altura de entrepiso no mayor que 3.0 m, el espesor de los muros puede ser de 10 cm.

En el diseño por sismo de los muros a que se refiere esta sección y que resistan la totalidad de las fuerzas laterales, se usará $Q=3$. Cuando el muro no cumpla con los requisitos para elementos extremos del inciso b) que sigue, se adoptará $Q=2$. Si parte de las fuerzas laterales es resistida por otras formas estructurales, como marcos dúctiles o losas planas, se usará el valor de Q prescrito en los capítulos correspondientes de estas Normas.

a) Flexión y flexocompresión.

La resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con la ec. 2.14 si la carga vertical de diseño, P_u , no es mayor que $0.2 F_u t L f_c'$ y la cuantía de acero a tensión $A_s / t d$, no excede de 0.008 (d es el peralte efectivo del muro en la dirección de la flexión). El brazo z se obtendrá con el criterio siguiente:

$$\begin{aligned} z &= 0.8 L & \text{si } \frac{H}{L} &\geq 1.0 \\ z &= 0.4 \left(1 + \frac{H}{L} \right) L & \text{si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1.0 \\ z &= 1.2 H & \text{si } \frac{H}{L} &\leq 0.5 \end{aligned}$$

donde H es la altura total del muro y L su longitud. El área de acero a tensión no será menor que lo prescrito en 2.1.2a.

En muros con relación H/L no mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o flexocompresión que se calcule en la sección de momento máximo se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en los extremos de éste anchos iguales a $(0.25 - 0.1 H/L) L$, medidos desde el correspondiente borde, pero no mayor cada uno que $0.4 H$.

Si la relación H/L es mayor que 1.2, el refuerzo para flexión o

flexocompresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a $0.15 L$ medidos desde el correspondiente borde. Arriba del nivel $1.2 L$ este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momentos y compresiones, respetando las disposiciones de 3.1.

Cuando sean necesarios los elementos extremos a que se refiere el inciso b), el refuerzo por flexión se colocará en dichos elementos independientemente de la relación H/L .

El refuerzo cuyo trabajo a compresión sea necesario para lograr la resistencia requerida debe restringirse contra el pandeo con estribos o grapas que cumplan con las disposiciones de 4.2.3.

b) Elementos extremos en muros y diafragmas estructurales.

Deben suministrarse elementos de refuerzo en las onllas de muros y diafragmas estructurales donde el esfuerzo de compresión en la fibra más estorzada exceda de $0.2 f_c$ bajo las cargas del diseño (incluyendo el sismo); también se contará con este refuerzo en los bordes de aberturas en muros donde se exceda el límite anterior para el esfuerzo de compresión. Los elementos de refuerzo pueden interrumpirse en las zonas donde el máximo esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15 f_c$. Los esfuerzos se calcularán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de secciones brutas.

Los elementos extremos a que se refiere esta sección contarán, a todo lo largo, con el refuerzo transversal que se especifica en 5.3.4 para elementos a flexocompresión:

Un elemento extremo de un muro estructural se dimensionará como columna corta para que resista, como carga axial, la fuerza de compresión que le corresponda, calculada en la base del muro cuando sobre éste actúe el máximo momento de volteo causado por las fuerzas laterales y las cargas debidas a la gravedad, incluyendo el peso propio y las que le transmita el resto de la estructura. Se incluirán los factores de carga y de resistencia que correspondan.

El refuerzo transversal de muros que tengan elementos extremos debe anclarse en los núcleos confinados de estos elementos, de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.

c) Fuerza cortante

La fuerza cortante, V_{cr} , que toma el concreto en muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano se determinará con el criterio siguiente:

Si la relación de altura a largo horizontal, H/L , del muro no excede de 1.5, se aplicará la expresión

$$V_{cr} = 0.85 F_R \sqrt{f_c'} L \quad (4.5)$$

Si H/L es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las expresiones 2.17 o 2.18 en las que b se sustituirá por el espesor del muro, t ; para valuar V_{cr} , el peralte efectivo del muro se tomará igual a $0.8 L$. Cuando H/L esté comprendido entre 1.5 y 2.0 puede interpolarse linealmente.

En muros con aberturas, para valuar la fuerza cortante que toma el concreto en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación H/L entre la del muro completo y la del segmento considerado.

El refuerzo necesario por fuerza cortante se determinará con el criterio siguiente, respetando los requisitos de refuerzo mínimo que se establecen adelante.

La cuantía de refuerzo horizontal, p_h , se calculará con la expresión

$$\frac{V_u - V_{cr}}{F_R f_y d_t} \quad (4.6)$$

y la del refuerzo vertical, p_v , con

$$0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (p_h - 0.0025) \quad (4.7)$$

donde

$$p_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}; \quad p_v = \frac{A_{sv}}{s_v t}$$

s_h, s_v , separaciones de los refuerzos horizontal y vertical, respectivamente

A_{sh} , área de refuerzo horizontal comprendida en una distancia s_h

A_{sv} , área de refuerzo vertical comprendida en una distancia s_v

H , altura total del muro

L , longitud horizontal del muro

No es necesario que la cuantía de refuerzo vertical por fuerza cortante sea mayor que la de refuerzo horizontal. Si la relación H/L no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la de refuerzo horizontal. Las barras verticales deben estar ancladas de modo que en la sección de

la base del muro sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

Refuerzo mínimo

Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección no serán menores de 0.0025. El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 35 cm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda de 15 cm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas horizontales de diseño sea mayor que $0.6\sqrt{f'_c}$; en caso contrario, se podrá colocar en una capa a medio espesor.

Limitación para V_u . En ningún caso se admitirá que la fuerza cortante de diseño, V_u , sea mayor que

$$2F_u L_t \sqrt{f'_c}$$

d) Aberturas

Se proporcionará refuerzo en la periferia de toda abertura para resistir las tensiones que puedan presentarse. Como *mínimo* deberán colocarse dos barras número 4, o su equivalente, a lo largo de cada lado de la abertura. El refuerzo se prolongará una distancia no menor que su longitud de desarrollo, L_d , desde las esquinas de la abertura.

Si el esfuerzo de compresión en un borde de una abertura, incluyendo el efecto del sismo excede de $0.2f'_c$, se suministrará en ese borde un elemento extremo que cumpla con los requisitos de la parte b) de esta sección.

Las aberturas deben tomarse en cuenta al calcular rigideces y resistencias.

e) Elementos de unión entre muros

Las vigas diafragma que unen muros destinados a resistir fuerzas horizontales en su plano se dimensionarán de acuerdo con 4.1.4e).

4.6 Diafragmas y elementos a compresión de contra-venteos

Los requisitos de esta sección se aplican a diafragmas, como sistemas de piso o techo y a puntales y diagonales a compresión de sistemas que transmitan fuerzas inducidas por los sismos.

En sistemas de piso o techo prefabricados, puede funcionar como diafragma un firme colado sobre los elementos prefabri-

cados a condición de que se dimensionen de modo que por sí solos resista las acciones de diseño que actúan en su plano. El espesor del firme no será menor que 6.0 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6.0 m o más. En ningún caso será menor que 3.0 cm. Deben colocarse conectores que impidan que el firme se separe de los elementos prefabricados.

Los diafragmas a que se refiere esta sección se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma incluidas en estas Normas, según su relación claro a peralte. En cuanto a refuerzo mínimo por fuerza cortante, se aplicará lo que se prescribe en 4.5.2c) para muros con cargas en su plano. Asimismo, se aplicará lo dispuesto para muros en 4.5.2 en lo que se refiere al uso de elementos de refuerzo en los bordes y en lo referente a aberturas. Los elementos extremos de diafragmas se dimensionarán para la suma de la compresión directa que actúe y la debida al momento que obre en la sección, la cual puede obtenerse dividiendo el momento entre la distancia que separa los ejes de los elementos extremos.

Debe comprobarse que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales. En particular, se revisará el efecto de aberturas en el diafragma e proximidad de muros de rigidez y columnas.

Los elementos a compresión de diafragmas horizontales y de armaduras verticales, así como las diagonales de contra-venteo, sujetos a esfuerzos de compresión mayores que $0.2f'_c$, contarán en toda su longitud con el refuerzo transversal mínimo que se prescribe en 5.3.4. para elementos a flexocompresión. Este refuerzo puede interrumpirse en las zonas donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f'_c$. Los esfuerzos se valorarán con las cargas de diseño, usando un modelo elástico lineal y las propiedades de las secciones brutas de los miembros considerados.

4.7 Arcos, cascarones y lomas plegadas

4.7.1 Análisis

Los arcos y cascarones se analizarán siguiendo métodos reconocidos. En el análisis de cascarones delgados puede suponerse que el material es elástico, homogéneo e isótropo y que la relación de Poisson es igual a cero. El análisis que se haga debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones y tomará en cuenta las condiciones de frontera que se tengan. Deben, asimismo, considerarse las limitaciones que imponga el pandeo del cascarón y se investigará la posible reducción de las cargas de pandeo causada por deflexiones grandes, flujo plástico, diferencias entre la geometría real y la teórica. Se presta especial atención a la posibilidad de pandeo de bordes libres de cascarones.

4.7.2 Simplificaciones en el análisis de cascarones

Se podrán aplicar métodos aproximados de análisis que cumplan las condiciones de equilibrio aunque no satisfagan las de compatibilidad de deformaciones, a condición de que la experiencia haya demostrado que conducen a diseños seguros.

Podrá no tomarse en cuenta la influencia de fenómenos tales como pandeo o flujo plástico del concreto, siempre que se demuestre analítica o experimentalmente, o por comparación con estructuras existentes de comportamiento satisfactorio, que tales influencias no tienen importancia.

4.7.3 Dimensionamiento

Los arcos y cascarones se dimensionarán de acuerdo con las disposiciones para flexocompresión y cortante del Capítulo 2.

El refuerzo de cascarones se dimensionará para resistir la totalidad de los esfuerzos de tensión que se obtengan del análisis y debe cumplir con los requisitos de 3.10 para refuerzo por cambios volumétricos.

4.7.4 Losas plegadas

Se aplicarán a las losas plegadas los requisitos que se mencionan para cascarones.

4.8 Articulaciones plásticas en vigas, columnas y arcos

Cuando por usar análisis límite, o por alguna otra razón, deban preverse articulaciones plásticas en vigas, columnas o arcos de concreto reforzado, se cumplirán los requisitos de las zonas confinadas de vigas y columnas de marcos dúctiles prescritos en el Cap. 5, en la porción del elemento que se halle a una distancia igual a dos peraltes efectivos ($2d$) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica. (Si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes efectivos se tomarán a cada lado de dicha sección).

Si la articulación en una viga se forma al paño de una columna sin que llegue otra viga a la cara opuesta de la columna, los refuerzos superior e inferior de la viga deben prolongarse hasta la cara más lejana del núcleo de la columna y su anclaje cumplirá con los requisitos de 5.4.4.

En estructuras formadas por vigas y columnas se procurará que las articulaciones plásticas se formen en las vigas.

4.9 Ménsulas

4.9.1 Requisitos generales

Las disposiciones de esta sección son aplicables a ménsulas con relación c/d , entre la distancia de la carga vertical al paño donde arranca la ménsula y el peralte efectivo medido en dicho paño igual a 1.0 o menor, y sujetas a una tensión horizontal, T , no mayor que la carga vertical.

El peralte total en el extremo de la ménsula no debe ser menor que $0.5d$.

La sección donde arranca la ménsula debe dimensionarse para que resista simultáneamente una fuerza cortante, P_v , un momento flexionante $P_v c + T_e (h - d)$ y una tensión horizontal, T_e .

En todos los cálculos relativos a ménsulas, el factor de resistencia, F_n , se tomará igual a 0.8

4.9.2 Refuerzo

El refuerzo de una ménsula constará de barras principales de área A_s y de estribos complementarios horizontales de área A_h (fig 4.6).

El área A_s se tomará como la mayor de las obtenidas con las expresiones siguientes:

$$A_s + A_h$$

$$(2/3) A_{sr} + A_h$$

El área A_h se tomará igual a $0.5 (A_{sr} - A_s)$ o mayor.

En las expresiones anteriores, A_{sr} es el área de refuerzo necesario para resistir el momento $P_v c + T_e (h - d)$; el área A_s es la del refuerzo para resistir la fuerza cortante P_v , y A_h la del necesario para resistir la tensión T_e .

El área A_s no debe exceder al área balanceada obtenida con la ec 2.2, y puede calcularse con la expresión 2.14, suponiendo que el brazo z es igual a $0.9d$.

El refuerzo A_{sr} se determinará de acuerdo con el criterio de cortante por fricción de 2.1.5i), suponiendo la compresión N_u igual a cero. La resistencia a fuerza cortante no se tomará mayor que $0.25 F_n f_c' b d$.

El área A_h se calculará como

$$\frac{T_v}{F_R f_c}$$

La tensión, T_v , no se tomará menor que $0.2 P_u$, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar que se generen tensiones.

El refuerzo primario A_s debe anclarse dentro de la ménsula en alguna de las formas siguientes: a) soldándolo a una barra transversal de diámetro no menor que el de las barras que forman A_s (la soldadura debe ser capaz de permitir que A_s alcance su esfuerzo de fluencia); b) doblándolo horizontalmente de modo de formar barras en forma de letra U en planos horizontales, y c) mediante algún otro medio efectivo de anclaje.

La cuantía, A_s / bd , no debe ser menor que $0.04 \frac{f_c}{f_y}$.

El refuerzo A_s debe constar de estribos cerrados paralelos a las barras A_s , los cuales estarán uniformemente reparados en los dos tercios del peralte efectivo adyacentes al refuerzo A_s .

4.9.3 Área de apoyo

El área de apoyo no debe extenderse más allá de donde termina la parte recta de las barras A_s , ni más allá del borde interior de la barra transversal de anclaje, cuando ésta se utilice.

5. MARCOS DUCTILES

5.1 Requisitos generales

Los requisitos de este capítulo se aplican a marcos colados en el lugar diseñados por sismo con un factor Q igual a 4. También se aplican a los marcos de estructuras coladas en el lugar diseñadas con $Q = 4$, formadas por marcos y muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2, incluyendo el inciso b) de esa sección, o marcos y contravientos que cumplan con 4.6, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos en cada entrepiso sea por lo menos el 50 por ciento de la total, y, asimismo, a los marcos de estructuras coladas en el lugar, diseñadas con $Q = 3$ y formadas por marcos y muros o contravientos que cumplan con 4.5.2, el inciso b) inclusive, o 4.6, en las que la fuerza cortante resistida por los marcos en algún entrepiso sea menor que el 50 por ciento de la total. En todos los casos anteriores, los requisitos se aplican también a los elementos estructurales de la cimentación. En lo referente a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Sea que la estructura esté formada sólo de marcos, o de marcos y muros o contravientos, las fuerzas cortantes con que se diseñe

un marco no deben ser menores, en cada entrepiso, que el por ciento de las que le corresponderían si trabajara aislado del resto de la estructura.

La resistencia especificada, f_c del concreto no será menor de 200 kg/cm^2 .

Las barras de refuerzo serán corrugadas de grado no mayor que el 42 y cumplirán con los requisitos de las normas NOM-B457 ó NOM-B6. Además, las barras longitudinales de vigas y columnas deberán tener fluencia definida, bajo un esfuerzo que no exceda al esfuerzo de fluencia especificado en más de 1300 kg/cm^2 , y su resistencia real debe ser por lo menos igual a 1.25 veces su esfuerzo real de fluencia.

Se aplicarán las disposiciones de estas Normas que no se vean modificadas por este capítulo.

5.2 Miembros a flexión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas.

$$(P_u \leq A_g f_c' / 10)$$

5.2.1 Requisitos geométricos

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.
- En sistemas de viga y losa monolítica, la relación entre la separación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.
- La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3.0.
- El ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.
- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

5.2.2 Refuerzo longitudinal

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho el área de refuerzo no será menor que

$$0.7 \sqrt{f_c} bd / f_y$$

y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de

diámetro (número 4). El área de acero a tensión no excederá el 75 por ciento de la correspondiente a la falla balanceada de la sección.

El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente negativo, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del máximo momento resistente que se tenga en los extremos.

En las barras para flexión se permiten traslapes sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento (refuerzo helicoidal o estribos cerrados), el paso o la separación de este refuerzo no será mayor que $0.25d$, ni que 10 cm. Las uniones por traslape no se permitirán en los casos siguientes: a) dentro de los nudos; b) en una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de nudo, y c) en aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas.

Con el refuerzo longitudinal pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 3.9, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

5.2.3 Refuerzo transversal para confinamiento

Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm de diámetro (número 2.5) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen, en las zonas siguientes: a) en cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes, medida a partir del paño del nudo, y b) en la porción del elemento que se halle una distancia igual a dos peraltes ($2h$) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique, que se va a formar una articulación plástica (si la articulación se forma en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección).

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes: a) $0.25d$; b) ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada, c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo, y d) 30 cm.

Los estribos a que se refiere esta sección deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 45° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos

una barra longitudinal. Los radios de doblez cumplirán con los requisitos de 3.8. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

En las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, las barras longitudinales de la periferia deben tener soporte lateral que cumpla con 4.2.3.

Fuera de las zonas definidas en el primer párrafo de esta sección, la separación de los estribos no será mayor que 0.5 d a todo lo largo. En toda la viga la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

5.2.4 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos; se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento en esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a $1.25f_y$. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes multiplicadas por el factor de carga.

Como opción, puede dimensionarse con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si al factor de resistencia, F_n , se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8.

En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante, al calcular el refuerzo transversal por este concepto. En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en 5.2.3.

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos verticales cerrados de una pieza, de diámetro no menor que 7.9 mm (número 2.5), rematados como se indica en 5.2.3.

5.3 Miembros a flexocompresión

Los requisitos de esta sección se aplican a miembros en los que la carga axial de diseño, P_u , sea mayor que $A_g f'_c / 10$. Al dimensionar por flexocompresión, la fuerza axial debida al sismo se tomará igual a 1.7 veces la calculada, cuando esto conduzca a un momento resistente menor. El factor de resistencia se tomará igual a 0.8, excepto si se usa el procedimiento optativo que se presenta al final de la sección 5.3.2.

5.3.1 Requisitos geométricos

- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- El área, A_t , no será menor que $P_t/0.5 f_t$ para toda combinación de carga.
- La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

5.3.2 Resistencia mínima a flexión

Las resistencias a flexión de las columnas en un nudo deben satisfacer la condición siguiente:

$$\Sigma M_c \geq 1.5 \Sigma M_v$$

ΣM_c es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a ese nudo

ΣM_v es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo.

Las sumas anteriores deben realizarse de modo que los momentos de las columnas se opongan a los de las vigas. La condición debe cumplirse para los dos sentidos en que puede actuar el sismo. Al calcular la carga axial de diseño para la cual se valúe el momento resistente, M_d , de una columna, la fracción de dicha carga debida al sismo se tomará igual a 1.7 veces la calculada cuando esto conduzca a un momento resistente menor.

Procedimiento optativo. No será necesario revisar el cumplimiento de la condición anterior relativa a las resistencias a flexión en los nudos, si las columnas se dimensionan por flexocompresión con un factor de resistencia de 0.6 (también en este caso la carga axial debida al sismo se modifica como se establece en el primer párrafo de la sección 5.3).

5.3.3 Refuerzo longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal, p , no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04.

Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras.

El traslape de barras longitudinales sólo se permite en la mitad central del elemento; estos traslapes deben cumplir con los requisitos de 3.9. Las uniones soldadas o con

dispositivos mecánicos, que cumplan con los requisitos de 3.9, pueden usarse en cualquier localización con tal que en una misma sección cuando más se unan barras alternadas y que las uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm en la dirección longitudinal del miembro.

El refuerzo longitudinal cumplirá con las disposiciones de 4.2 que no se vean modificadas por este inciso.

5.3.4 Refuerzo transversal

Debe cumplir con los requisitos de 4.2.3 y 5.3.5, y con los requisitos mínimos que aquí se establecen. No debe ser de grado mayor que el 42.

Se suministrará el refuerzo transversal mínimo que se especifica en seguida en ambos extremos de la columna en una longitud no menor que la mayor dimensión transversal de ésta, un sexto de su altura libre ni que 60 cm. En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa (en los r se cumplirá con los requisitos de 5.4).

- a) En columnas de núcleo circular, la cuantía volumétrica de refuerzo helicoidal o de estribos circulares, p_v , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_n}{A_c} - 1 \right) \frac{f_t}{f_c} \quad \text{ni que } 0.12 \frac{f_t}{f_c}$$

- b) En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{st} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que

$$0.3 \left(\frac{A_n}{A_c} - 1 \right) \frac{f_t}{f_c} sh_c \quad \text{ni que } 0.12 \frac{f_t}{f_c} sh_c$$

donde

A_n área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

A_c área transversal de la columna

f_t esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

h_c dimensión del núcleo, normal al refuerzo de área A_{st}

s separación del refuerzo transversal

Este refuerzo transversal debe estar formado por estribos

cerrados de una pieza sencillos o sobrepuestos, de diámetro no menor que 9.5 mm (numero 3) y rematados como se indica en 5.2.3. Puede complementarse con grapas del mismo diámetro que los estribos, espaciadas igual que éstos a lo largo del miembro. Cada extremo de una grapa debe abrazar a una barra longitudinal de la periferia con un doblaje de 135° seguido de un tramo recto de al menos 10 diámetros de la grapa.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento, ni de 10 cm.

La distancia centro a centro, transversal al eje del miembro, entre ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 45 cm, y entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos no será mayor de 25 cm. Si el refuerzo consta de estribos sencillos, la mayor dimensión de éstos no excederá de 45 cm.

En el resto de la columna, el refuerzo transversal cumplirá con los requisitos de 4.2.

5.3.5 Requisitos para fuerza cortante

Los elementos a flexocompresión se dimensionarán de manera que no fallen por fuerza cortante antes que se formen articulaciones plásticas en sus extremos. Para esto, la fuerza cortante de diseño se calculará del equilibrio del elemento en su altura libre, suponiendo que en sus extremos actúan momentos del mismo sentido, numéricamente iguales a los momentos resistentes de esas secciones, sin factor de resistencia, y obtenidos con la carga axial de diseño que conduzca al mayor momento resistente; al evaluar la carga axial de diseño, la fracción de ella causada por el sismo se incrementará 70 por ciento, cuando esto dé lugar a un momento resistente mayor. Sin embargo, no será necesario que el dimensionamiento por fuerza cortante sea más conservador que el obtenido con la fuerza cortante de diseño proveniente del análisis y un factor de resistencia igual a 0.5.

Cuando las columnas se dimensionen por flexocompresión con el procedimiento optativo incluido en 5.3.2, el dimensionamiento por fuerza cortante se realizará a partir de la fuerza de diseño obtenida del análisis, usando un factor de resistencia igual a 0.5.

En elementos a flexocompresión en que la fuerza axial de diseño, incluyendo los efectos del sismo, sea menor que $A_g f_c / 20$, al calcular el refuerzo para fuerza cortante, si la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto, V_{CR} .

El refuerzo para fuerza cortante estará formado por estribos

cerrados, de una pieza, rematados como se indica en 5.2.3, o por helices continuas, ambos de diámetro no menor que 9.5 mm (numero 3) y de grado no mayor que el 42.

5.4 Uniones viga-columna

5.4.1 Requisitos generales

Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento por fuerza cortante de la unión se determinarán suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras longitudinales de las vigas que llegan a la unión es $1.25 f_y$.

El refuerzo longitudinal de las vigas que llegan a la unión debe pasar dentro del núcleo de la columna.

En los planos estructurales deben incluirse dibujos acotados y a escala del refuerzo en las uniones viga-columna.

Una unión viga-columna o nudo se define como aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

5.4.2 Refuerzo transversal

En un nudo debe suministrarse el refuerzo transversal mínimo especificado en 5.3.4. Si el nudo está confinado por cuatro trabes que llegan a él y el ancho de cada una es al menos igual a 0.75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal mínimo.

5.4.3 Resistencia a fuerza cortante

Se admitirá revisar la resistencia del nudo a fuerza cortante en cada dirección principal de la sección en forma independiente. La fuerza cortante se calculará en un plano horizontal a media altura del nudo. En nudos confinados como dice en 5.4.2, la resistencia de diseño a fuerza cortante se tomará igual a

$$5.5 F_R \sqrt{f_c} b_e h.$$

En otros nudos se tomará igual a

$$4.5 F_R \sqrt{f_c} b_e h.$$

La cantidad b_e es el ancho efectivo del nudo y h es la dimensión transversal de la columna en la dirección de la fuerza. El ancho b_e se tomará igual al promedio del ancho de la o de las vigas consideradas y la dimensión transversal de la columna normal a la fuerza, pero no mayor que el ancho de la o de las vigas más h .

5.4.4 Anclaje del refuerzo

Toda barra de refuerzo longitudinal de vigas que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara lejana del núcleo de la columna y rematarse con un doblez a 90 grados seguido de un tramo recto no menor de 12 diámetros. La sección crítica para revisar el anclaje de estas barras será en el plano externo del núcleo de la columna.

La revisión se efectuará de acuerdo con la sección 3.1.1c), donde será suficiente usar una longitud de desarrollo del 80 por ciento de la allí determinada. Este porcentaje no afecta a los valores mínimos, 15 cm y $8d_b$, ni al tramo recto de $12d_b$ que sigue al doblez.

Los diámetros de las barras de vigas y columnas que pasen rectos a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan las relaciones siguientes:

$$h(\text{columna})/d_b (\text{barra de viga}) \geq 20$$

$$h(\text{viga})/d_b (\text{barras de columna}) \geq 20$$

donde $h(\text{columna})$ es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de viga consideradas.

Si en la columna superior del nudo se cumple que $P_u/A_c f_c' \geq 0.3$, la relación del peralte total de la viga al diámetro de las barras de columna puede ser no menor que 15. También es suficiente esta relación cuando en la estructura los muros de concreto reforzado resisten más del 50 por ciento de la fuerza lateral total.

6. LOSAS PLANAS

6.1 Requisitos generales

Losas planas son aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas, sin la ayuda de vigas. Pueden ser macizas, o aligeradas por algún medio (bloques de material ligero, alvéolos formados por moldes removibles, etc.). También pueden ser de espesor constante o pueden tener un cuadro o rectángulo de espesor menor en la parte central de los tableros, con tal que dicha zona quede enteramente dentro del área de intersección de las franjas centrales y que su espesor sea por lo menos de dos tercios del espesor del resto de la losa, excepto el del ábaco, y no menor de 10 cm. Según la magnitud de la carga por transmitir, la losa puede apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o una combinación de ambos. En ningún caso se admitirá que las columnas de orilla sobresalgan del borde de la losa.

Las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos $2.5h$, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel. Asimismo,

contarán con zonas macizas de por lo menos $2.5h$ adyacentes a muros de rigidez, medidas desde el paño del muro, las cuales deberán ser más amplias si así lo exige la transmisión de las fuerzas sísmicas de la losa al muro. En los ejes de columnas deben suministrarse nervaduras de ancho no menor de 25 cm; las nervaduras adyacentes a los ejes de columnas serán de por lo menos 20 cm de ancho y el resto de ellas de al menos 10 cm. En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 50 cm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa. Este firme o capa maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 1000 kg en un área de $10 \times 10\text{ cm}$, actuando en la posición más desfavorable. En cada entre-eje de columnas y en cada dirección, debe haber al menos seis hileras de casetones o alvéolos. La losa se revisará como diafragma con los criterios de 4.6, a fin de asegurar la correcta transmisión en su plano a los elementos verticales resistentes de las fuerzas generadas por el sismo.

6.2 Sistemas losa plana-columnas para resistir sismo

Si la altura de la estructura no excede de 20 m y, además, existen por lo menos tres crujeas en cada dirección o hay trabes de borde, para el diseño por sismo podrá usarse $Q = 3$; también podrá aplicarse este valor cuando el sistema se combine con muros de concreto reforzado que cumplan con 4.5.2., incluyendo el inciso b) de esa sección, y que, en cada entrepiso, resistan no menos del 75 por ciento de la fuerza lateral. Cuando no se satisfagan las condiciones anteriores, se usará $Q = 2$. Con relación a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el Cap. 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En todos los casos se respetarán las disposiciones siguientes:

- I. Las columnas cumplirán con los requisitos de 5.3 para columnas de marcos dúctiles, excepto en lo referente al dimensionamiento por flexocompresión, el cual sólo se realizará mediante el procedimiento optativo que se establece en el inciso 5.3.2 de esa sección.
- II. Las uniones losa-columna cumplirán con los requisitos de 5.4 para uniones viga-columna, con las salvedades que siguen:

No es necesaria la revisión de la resistencia del nudo a fuerza cortante, sino bastará cumplir con el refuerzo transversal prescrito en 5.4.2 para nudos confinados.

Los requisitos de anclaje de 5.4.4 se aplicarán al refuerzo de la losa que pase por el núcleo de una columna. Los diámetros de las barras de la losa y columnas que pasen rectas a través de un nudo deben seleccionarse de modo que se cumplan relaciones siguientes:

h/columna ≥ 20 (barras de losa) ≥ 20

h(losa) ≥ 15 (barras de columna) ≥ 15

Donde h(columna) es la dimensión transversal de la columna en la dirección de las barras de losa consideradas.

6.3 Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse dividiendo la estructura en marcos ortogonales y analizándolos con métodos reconocidos suponiendo comportamiento elástico. Cada marco estará formado por una fila de columnas y tranjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columna considerado. Al formar los marcos se tomará en cuenta que la rigidez de la losa no está concentrada sobre el eje de columnas; para ello, en el análisis ante fuerzas laterales pueden aplicarse el procedimiento aproximado consistente en usar un ancho efectivo de losa igual a $c_2 + 3h$, centrado con respecto al eje de columnas (c_2 es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y h el espesor de la losa), y en el análisis ante cargas verticales, el procedimiento de la sección 6.4.

Para valuar momentos de inercia de losas y columnas puede usarse la sección de concreto no agrietada sin considerar el refuerzo. Se tendrá en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de vigas equivalentes en losas aligeradas, y de columnas con capiteles o ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de vigas y aberturas. Si sólo se usan capiteles, se supondrá que el momento de inercia de las losas es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta el centro de la losa.

Al analizar los marcos equivalentes por carga vertical, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

Se considerarán franjas de columnas y franjas centrales. Una franja de columna va a lo largo de un eje de columnas y su ancho a cada lado del eje es igual a la cuarta parte del claro menor, entre ejes, del tablero correspondiente. Una franja central es la limitada por dos franjas de columna.

6.4 Análisis aproximado por carga vertical

El análisis bajo cargas verticales uniformes de estructuras que cumplan con los requisitos que siguen, formadas por losas planas y columnas sin capiteles ni ábacos, puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valuar su rigidez. Las limitaciones que deben satisfacerse son:

- La estructura da lugar a marcos sensiblemente simétricos
- Todos los entrepisos tienen el mismo número de crujeas
- En una cierta dirección, ningún claro es mayor que 1.2 veces el menor de ellos
- El espesor de la losa es aproximadamente igual al 5 por ciento del claro mayor del mayor tablero.
- La carga viva por metro cuadrado es aproximadamente la misma en los distintos tableros de un piso.

6.5 Transmisión de momento entre losa y columnas

Cuando por excentricidad de la carga vertical o por la acción de fuerzas laterales haya transmisión de momento entre losa y columna, se supondrá que una fracción del momento dada por:

$$1 - \alpha = \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \quad (6.1)$$

se transmite por flexión en un ancho igual a $c_2 + 3h$, centrado con el eje de columnas; el refuerzo de la losa necesario para este momento debe colocarse en el ancho mencionado respetando siempre la cuantía máxima de refuerzo. El resto del momento, esto es, la fracción α , se admitirá que se transmite por esfuerzos cortantes y torsiones según se prescribe en 2.1.5h).

6.6 Dimensionamiento del refuerzo para flexión

En estructuras sujetas a carga vertical y fuerzas laterales de sismo se admitirá proceder en la forma siguiente:

- I. Determinéase el refuerzo necesario por carga vertical y distribúyase en las franjas de columna y centrales de acuerdo con lo señalado en 6.9, excepto el necesario para momento negativo exterior en claros extremos, el cual se colocará como si fuera refuerzo por sismo. Al menos la mitad del refuerzo negativo por carga vertical de las franjas de columna quedará en un ancho $c_2 + 3h$ centrado con respecto al eje de columnas.
- II. Determinéase el refuerzo necesario por sismo y colóquese en el mencionado ancho $c_2 + 3h$, de modo que al menos el 60 por ciento de él cruce el núcleo de la columna correspondiente.

El refuerzo necesario por sismo puede obtenerse a partir de la

envolvente de momentos resistentes necesarios. M_s .

6.7 Disposiciones complementarias sobre el refuerzo

Además de los requisitos de 6.5 y 6.6, el refuerzo cumplirá con lo siguiente:

Al menos la cuarta parte del refuerzo negativo que se tenga sobre un apoyo en una franja de columna debe continuarse a todo lo largo de los claros adyacentes.

Al menos la mitad del refuerzo positivo máximo debe extenderse en todo el claro correspondiente.

En las franjas de columna debe existir refuerzo positivo continuo en todo el claro en cantidad no menor que la tercera parte del refuerzo negativo máximo que se tenga en la franja de columna en el claro considerado.

El refuerzo de lecho inferior que atraviesa el núcleo de una columna no será menor que la mitad del que lo cruce en el lecho superior y debe anclarse de modo que pueda fluir en las caras de la columna.

Toda nervadura de losas aligeradas llevará, como mínimo, a todo lo largo, una barra en el lecho inferior y una en el lecho superior.

Todo el refuerzo cumplirá con los requisitos de anclaje de 3.1 que sean aplicables.

Se respetarán las disposiciones sobre refuerzo mínimo por flexión y por cambios volumétricos de 2.1.2 a) y 3.10. Asimismo, las relativas a refuerzo máximo por flexión de 2.1.2 b).

6.8 Secciones críticas para momento

La sección crítica para flexión negativa en las franjas de columna y central se supondrá a una distancia $c/2$ del eje de columnas correspondientes. Aquí, c es la dimensión transversal de la columna paralela a la flexión, o el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco, del mayor como circular recto, con vértice de 90° , que pueda inscribirse en el capitel.

En columnas se considerará como crítica la sección de intersección con la losa o el ábaco. Si hay capiteles, se tomará la intersección con el arranque del capitel.

6.9 Distribución de los momentos en las franjas

Los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

	Franjas de columna	Franjas centrales
Momentos positivos *	60	40
Momentos negativos	75	25

* Si el momento positivo es adyacente a una columna se distribuirá como si fuera negativo.

6.10 Efecto de la fuerza cortante

Se aplicarán las disposiciones de 2.1.5 h) con especial atención a la transmisión correcta del momento entre columnas y losa, y a la presencia de aberturas cercanas a las columnas. Se tendrá en cuenta el refuerzo mínimo de estribos que allí se prescribe.

6.11 Peraltes mínimos

Puede omitirse el cálculo de deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas si su peralte efectivo mínimo no es menor que

$$kL(1 - 2c/3L) \quad (6.2)$$

donde L es el claro mayor y k un coeficiente que se determina como sigue:

a) Concreto clase 1

Losas con ábacos que cumplan con los requisitos del inciso 6.12

$$k = 0.0006 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.020$$

Losas sin ábacos

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025$$

b) Concreto clase 2

El valor de k que resulte con los criterios de a) se multiplicará por 1.5.

En las expresiones anteriores f_s es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, en kg/cm^2 (puede suponerse igual a $0.6f_y$), w es la carga en condiciones de servicio, en kg/m^2 , y c la dimensión de la columna o capitel paralela a L .

Los valores obtenidos con la ec 6.2 deben aumentarse 20 por ciento en tableros exteriores y 20 por ciento en

losas aligeradas

Cuando se use concreto clase 1, en ningún caso el espesor de la losa, h , será menor de 10 cm, si existe ábaco, o menor de 13 cm si no existe; cuando se use concreto clase 2 estos valores se multiplicarán por 1.5.

6.12 Dimensiones de los ábacos

Las dimensiones de cada ábaco en planta no serán menores que un tercio del claro en la dirección considerada. El peralte efectivo del ábaco no será menor que 1.3 por el peralte efectivo del resto de la losa, pero no se supondrá mayor que 1.5 por dicho peralte, para fines de dimensionamiento.

6.13 Aberturas

Se admiten aberturas de cualquier tamaño en la intersección de dos franjas centrales, a condición de que se mantenga, en cada dirección, el refuerzo total que se requeriría si no hubiera la abertura.

En la intersección de dos franjas de columna, las aberturas no deben interrumpir más de un octavo del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

En la intersección de una franja de columna y una franja central, las aberturas no deben interrumpir más de un cuarto del ancho de cada una de dichas franjas. En los lados de las aberturas debe suministrarse el refuerzo que correspondería al ancho que se interrumpió en cada dirección.

Deben cumplirse los requisitos para fuerza cortante de 2.1.5 h) y se revisará que no se exceda la cuantía máxima de acero de tensión de 2.1.2 b), calculada con el ancho que resulte descontando las aberturas.

7. CONCRETO PRESFORZADO

7.1 Introducción

Las disposiciones contenidas en otras partes de este documento que no contradigan a los requisitos de este capítulo serán aplicables al concreto presforzado y parcialmente presforzado. En la fabricación de elementos presforzados y parcialmente presforzados, se usará concreto clase 1 (véase 1.4.1). Se permitirá el uso de tendones de presfuerzo no adhendos sólo en losas que cumplan con los requisitos de la sección 7.7. En todo elemento de concreto presforzado y parcialmente presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio; también se tomarán en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

7.2 Presfuerzo parcial y presfuerzo total

Se considerará que una sección de un elemento estructural es parcialmente presforzada si contiene refuerzo longitudinal presforzado y ordinario para resistir el momento flexionante que actúe en ella, y su índice de presfuerzo queda en el intervalo señalado en el párrafo siguiente:

Se podrá suponer que una sección tiene presfuerzo total, si su índice de presfuerzo, I_p , está comprendido entre 0.9 y 1.0, incluyendo los valores extremos. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.9 pero mayor que 0.6, o igual, se podrá suponer que la sección tiene presfuerzo parcial. Si el índice de presfuerzo es menor que 0.6, se podrá suponer que la sección no tiene presfuerzo.

El índice de presfuerzo se define como la relación siguiente:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rp} + M_{Rr}}$$

donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente.

Por sencillez, el índice de presfuerzo podrá valuarse con la expresión siguiente:

$$I_p = \frac{A_p f_p}{A_p f_p + A_s f_y}$$

donde:

A_p área de acero presforzado

A_s área de acero ordinario a tensión

f_p esfuerzo en el acero presforzado cuando se alcanza la resistencia

f_y esfuerzo de fluencia del acero ordinario

7.3 Revisión de los estados límites de falla

7.3.1 Flexión y flexocompresión

La resistencia a flexión o flexocompresión de elementos presforzados y parcialmente presforzados se calculará con base en las condiciones de equilibrio y en las hipótesis generales enunciadas en 2.1.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo.

a) Esfuerzo en el acero de presfuerzo en elementos a flexión

En elementos total y parcialmente presforzados, el esfuerzo en el acero de presfuerzo f_{sp} , cuando se alcanza la resistencia, deberá valuarse como dice el párrafo anterior, es decir, a partir del equilibrio y las hipótesis generales. Sin embargo, cuando la resistencia del concreto, f'_c , no es mayor que 350 kg/cm², y el presfuerzo efectivo, f_w , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_r , del acero de presfuerzo, el esfuerzo f_{sp} puede calcularse con las expresiones siguientes:

secciones con presfuerzo total:

$$f_{sp} = f_w \left[1 - 0.5 \left(p_r \frac{f_w}{f'_c} - q' \right) \right]$$

secciones con presfuerzo parcial:

$$f_{sp} = f_w \left[1 - 0.5 \left(p_r \frac{f_w}{f'_c} + q - q' \right) \right]$$

Las cantidades

$$\left(p_r \frac{f_w}{f'_c} - q' \right) \text{ y } \left(p_r \frac{f_w}{f'_c} + q - q' \right)$$

no se tomarán menores que 0.17, y d' no se supondrá mayor que 0.15 d_p .

En las expresiones anteriores:

p_r cuantía de acero presforzado (A_{sp}/bd_p)

d_p distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado

$$q = \frac{p f_r}{f'_c}$$

$$q' = \frac{p' f_r}{f'_c}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$p' = \frac{A'_s}{bd}$$

d' distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión

b ancho de la sección; en secciones I o T, ancho del

patín comprimido por efecto de las cargas

b) Refuerzo mínimo en elementos a flexión

El acero a tensión, presforzado y sin presforzar, en secciones con presfuerzo total, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento.

En secciones con presfuerzo parcial, el acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a (1.5 - 0.31) veces su momento de agrietamiento.

Para valuar los momentos resistentes y de agrietamiento se tomará en cuenta el efecto del presfuerzo; los momentos de agrietamiento se calcularán con el módulo de rotura no reducido, f_r , definido en 1.4.1.

c) Refuerzo máximo en elementos a flexión

Las cantidades de acero de presfuerzo y de acero ordinario que se utilicen en la zona de tensión y en la de compresión serán tales que se cumpla la siguiente condición

$$\epsilon_{sp} \geq \frac{\epsilon_{yp}}{0.73}$$

donde ϵ_{sp} es la deformación unitaria del acero de presfuerzo cuando se alcanza el momento resistente de la sección y ϵ_{yp} es la deformación unitaria convencional de fluencia del acero de presfuerzo. La deformación ϵ_{sp} debe incluir la deformación debida al presfuerzo efectivo. El valor de ϵ_{yp} se obtendrá del fabricante de los tendones; si no tienen datos puede suponerse igual a 0.01.

d) Secciones T sujetas a flexión

Para determinar el ancho efectivo del patín de secciones T presforzadas que forman parte integral de un piso monolítico, se aplicará el criterio dado en 2.1.2 c) para vigas reforzadas.

En vigas T presforzadas aisladas regirá el mismo criterio, a menos que se compruebe experimentalmente la posibilidad de tomar anchos efectivos mayores.

e) Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión

Este refuerzo debe cumplir con los requisitos de 4.2.3, aplicados con base en el acero longitudinal sin presforzar que tenga el miembro. También cumplirá con 7.3.2.

7.3.2 Fuerza cortante

Para tomar en cuenta los efectos de la fuerza cortante en

elementos total o parcialmente presforzados, se aplicarán las disposiciones de 2.1.5 a) IV y 2.1.5 c)

7.3.3 Pandeo debido al presfuerzo

En todo diseño debe considerarse la posibilidad de pandeo de un elemento entre puntos en que estén en contacto el concreto y el acero de presfuerzo. También se tendrá en cuenta el pandeo de patines y almas delgadas.

7.4 Revisión de los estados límite de servicio

Las deflexiones y el agrietamiento bajo las condiciones de carga que pueden ser críticas durante el proceso constructivo y la vida útil de la estructura no deben exceder a los valores que en cada caso se consideren aceptables. Cuando sea significativo, se revisarán los efectos de la fatiga.

7.4.1 Elementos con presfuerzo total

En elementos con presfuerzo total, una forma indirecta de lograr que el agrietamiento no sea excesivo y limitar las pérdidas por flujo plástico es obligar a que los esfuerzos en condiciones de servicio se mantengan dentro de ciertos límites. Para este fin, al dimensionar o al revisar esfuerzos bajo condiciones de servicio, se usará la teoría elástica del concreto y la sección transformada. (En estas operaciones no se emplean secciones reducidas, esfuerzos reducidos ni factores de reducción).

Si se opta por limitar los esfuerzos, se considerarán los valores siguientes:

a) Esfuerzos permisibles en el concreto

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico:

Compresión $0.60 f'_{ca}$

Tensión en miembros sin refuerzo en la zona de tensión $\sqrt{f'_{ca}}$ (en kg/cm²)

Cuando el esfuerzo de tensión calculado exceda de este valor, se suministrará refuerzo para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

En las expresiones anteriores, f'_{ca} , en kg/cm², es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. Esta tiene lugar en concreto pretensado cuando se cortan los tendones o se disipa la presión en el gato, o, en postensado, cuando se anclan los tendones.

Esfuerzos bajo cargas muerta y viva de servicio

Compresión $0.45 f'_{ca}$

Tensión $1.6 \sqrt{f'_{ca}}$ (en kg/cm²)

Estos valores pueden excederse con tal que se justifique que el comportamiento estructural del elemento será adecuado, pero sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que $3.2 \sqrt{f'_{ca}}$.

Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor que $3.2 \sqrt{f'_{ca}}$ puede usarse acero no presforzado y tratar el elemento como parcialmente presforzado, si así lo dice su índice de presfuerzo.

Cuando la estructura va a estar sujeta a ambiente corrosivo, puede ser necesario obligar a que no haya tensiones en condiciones de servicio.

b) Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Debidos a la fuerza aplicada por el gato $0.80 f_w$

Inmediatamente después de la transferencia $0.70 f_w$

En estas expresiones, f_w es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo.

c) Deflexiones

Las deflexiones inmediatas en elementos totalmente presforzados se calcularán con los métodos usuales para determinar deflexiones elásticas: en los cálculos se puede usar el momento de inercia de la sección total cuando no se encuentre agrietada.

Las deflexiones diferidas deben calcularse tomando en cuenta los efectos de contracción y flujo plástico del concreto, y de relajación del acero.

7.4.2 Elementos con presfuerzo parcial

En elementos parcialmente presforzados se recomienda que la magnitud del momento de descompresión sea cuando menos igual al que produce la carga muerta más la carga viva media estipulada en el Artículo 199 del Título VI. El momento de descompresión es aquel que produce esfuerzos nulos en la fibra extrema en tensión al sumar sus efectos a los efectos del presfuerzo.

a) Esfuerzos permisibles en el concreto

Los esfuerzos permisibles de compresión y tensión inmediatamente después de la transferencia y antes que ocurran las pérdidas por contracción y flujo plástico serán los estipulados para concretos totalmente presforzados.

Esfuerzos bajo cargas muertas y vivas de servicio:

Compresión $0.45 f_c$

b) Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Serán los mismos que para elementos totalmente presforzados.

c) Deflexiones

Las deflexiones en elementos parcialmente presforzados deberán calcularse considerando todas las etapas de carga, y la condición de agrietamiento en cada etapa.

d) Agrietamiento

El refuerzo de tensión por flexión debe distribuirse adecuadamente en las zonas de tensión por flexión.

7.5 Pérdidas de presfuerzo

Para evaluar el presfuerzo efectivo se tomarán en cuenta las pérdidas debidas a las siguientes causas:

Pérdidas inmediatas

- Acortamiento elástico del concreto
- Desviación de los tendones en elementos pretensados
- Fricción en acero postensado debido a curvatura intencional o accidental
- Deslizamiento de los anclajes

Pérdidas diferidas

- Flujo plástico del concreto
- Contracción del concreto
- Relajación del esfuerzo en el acero

7.5.1 Criterios de evaluación de las pérdidas de presfuerzo

En función del tipo de estructura, modalidades del presfuerzo y grado de precisión requerido, se utilizará alguno de los tres métodos de estimación de pérdidas indicados en la tabla que sigue:

Métodos para estimar las pérdidas de la fuerza de presfuerzo

Descripción

- | | | |
|---|--|--|
| A | Estimación global | Las pérdidas de presfuerzo se definen como un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato |
| B | Estimación individual | Las pérdidas de presfuerzo se evalúan de manera individual mediante fórmulas. Las contribuciones de cada una de ellas se suman para obtener la pérdida total |
| C | Estimación por el método de los intervalos | Las pérdidas inmediatas se calculan con el método de estimación individual. |

Las estimaciones de las pérdidas de presfuerzo diferidas se efectúan estableciendo como mínimo cuatro intervalos de tiempo, que toman en cuenta la edad del concreto en la cual ocurre la pérdida

El método de estimación global se usará únicamente en caso de no tener información para evaluar las pérdidas de presfuerzo. En elementos pretensados se puede suponer que la suma de las pérdidas varía entre 20 y 25 por ciento de la fuerza aplicada por el gato. En postensados, la suma de las pérdidas, sin incluir las de fricción, se puede suponer que varía entre 15 y 20 por ciento de la fuerza aplicada por el gato.

Se tomará el porcentaje de pérdidas que proporcione las condiciones más desfavorables en los elementos tanto pretensado como postensado.

En la tabla siguiente se presenta el criterio de selección del método de evaluación de pérdidas para edificios convencionales.

Pretensado		Postensado	
Estimación preliminar	Estimación definitiva	Estimación preliminar	Estimación definitiva
A	B	A	C

Las pérdidas por fricción en acero postensado se basarán en coeficientes de fricción por desviación accidental y por curvatura, determinados experimentalmente.

Al respecto, la ecuación que sigue proporciona, en función de los coeficientes mencionados, el valor de la fuerza, P_x , que es necesaria aplicar en el gato para producir una tensión determinada, P_0 , en un punto x del tendón

$$P_0 = P_x e^{K L + \alpha \mu}$$

Cuando $(K L + \alpha \mu)$ no sea mayor que 0.3, el efecto de la pérdida por fricción puede calcularse con la expresión

$$P_0 = P_x (1 + K L + \alpha \mu)$$

En lo anterior

K coeficiente de fricción por desviación accidental, por metro de tendón, en m^{-1}

L longitud de tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto x , en metros

μ coeficiente de fricción por curvatura

α cambio angular total en el perfil del tendón, desde el extremo donde actúa el gato hasta el punto x , en radianes

e base de los logaritmos naturales.

Para el diseño preliminar de elementos postensados y en casos en los que no se cuente con información del fabricante, se podrán emplear los valores de K y μ de la tabla siguiente:

COEFICIENTES DE FRICCIÓN PARA CABLES POSTENSADOS

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados por	Coefficiente K , por metro de longitud	Coefficiente de curvatura, μ
Alambres	0.003 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia	0.0003 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres	0.0015 a 0.0065	0.15 a 0.25

Deben indicarse en los planos de diseño los valores de los coeficientes de fricción por curvatura y por desviación accidental usados en el diseño, los rangos aceptables para las fuerzas producidas por el gato en los cables, y el deslizamiento esperado en los anclajes.

7.6 Requisitos complementarios

7.6.1 Zonas de anclaje

En vigas con tendones postensados deben utilizarse bloques extremos a fin de distribuir las fuerzas concentradas de presfuerzo en el anclaje.

En vigas pretensadas se puede prescindir de los bloques extremos.

Los bloques extremos deben tener suficiente espacio para permitir la colocación del acero de presfuerzo y para alojar los dispositivos de anclaje.

a) Geometría

Preferentemente los bloques extremos deben ser tan anchos como el patín más estrecho de la viga, y tener una longitud mínima igual a tres cuartas partes del peralte de la viga, pero no menos de 60 cm.

b) Refuerzo

Para resistir el esfuerzo de ruptura debe colocarse en los miembros postensados una parrilla transversal formada por barras verticales y horizontales con la separación y cantidad recomendadas por el fabricante del anclaje, o algún refuerzo equivalente.

Cuando las recomendaciones del fabricante no sean aplicables, la parrilla debe constar, como mínimo, de barras del número 3, colocadas cada 8 cm, centro a centro, en cada dirección.

La parrilla se colocará a no más de 4 cm de la cara interna de la placa de apoyo de anclaje.

En las zonas de transferencia de vigas pretensadas debe colocarse refuerzo transversal en forma y cantidad tales que evite la aparición de grietas de más de 0.1 mm de ancho paralelas a los tendones.

c) Esfuerzos permisibles de aplastamiento en el concreto de elementos postensados para edificios

El esfuerzo de aplastamiento permisible, f_p , en el concreto bajo la acción de la placa de anclaje de los cables de postensado se puede calcular con las expresiones siguientes, si la zona de

anclaje cumple con los incisos a) y b) anteriores:

I. Inmediatamente después del anclaje del cable

$$f_b = 0.8 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} - 0.2 \leq 1.25 f'_c$$

II Después que han ocurrido las pérdidas de presfuerzo

$$f_b = 0.6 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f'_c$$

donde:

A_1 área de aplastamiento de la placa de anclaje de los cables de postensado

A_2 área de la figura de mayor tamaño, semejante a A_1 y concéntrica con ella, que puede inscribirse en la superficie de anclaje.

7.6.2 Anclaje del acero de presfuerzo

Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud, en cm, no menor que

$$0.014 (f_m - 0.67 f_u) d_t$$

Esta revisión puede limitarse a las secciones más próximas a las zonas de transferencia del miembro, y en las cuales sea necesario que se desarrolle la resistencia de diseño (f_m es el esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento y f_u es el presfuerzo efectivo en el torón, ambos en kg/cm^2 ; d_t es el diámetro del torón, en cm).

Cuando la adherencia del torón no se extienda hasta el extremo del elemento y en condiciones de servicio existan esfuerzos de tensión por flexión en el concreto en la zona precomprimida, se debe duplicar la longitud de desarrollo del torón dada por la fórmula anterior.

La longitud de desarrollo de alambres lisos de presfuerzo se supondrá de 100 diámetros.

7.6.3 Anclajes y acopladores para postensado

Los anclajes para tendones adheridos deben desarrollar, por lo menos, el 90 por ciento de la resistencia máxima de los tendones cuando se prueben bajo condición de no adherencia, sin que se excedan los corrimientos previstos. Sin embargo, dichos anclajes deben ser capaces de desarrollar la resistencia máxima especificada de los tendones una vez producida la adherencia.

Los acopladores deben colocarse en zonas aprobadas por el supervisor y en ductos lo suficientemente largos para permitir los movimientos necesarios.

Los dispositivos de anclaje en los extremos deben protegerse permanentemente contra la corrosión.

7.6.4 Revisión de los extremos con continuidad

En extremos de elementos presforzados que posean cierto grado de continuidad, se debe considerar la posibilidad de que el concreto sujeto a compresión reduzca su capacidad por la aplicación de una fuerza de presfuerzo en dicha zona.

7.7 Losas postensadas con tendones no adheridos

7.7.1 Requisitos generales

Un sistema de losas de concreto postensadas con presfuerzo no adherido consta de tendones no adheridos, anclajes y refuerzo adicional a base de barras corrugadas de acero. Los tendones no adheridos son alambres o torones de acero cubiertos por grasa lubricante y resistente a la corrosión y forrados por un funda plástica. Los anclajes, fijos y de tensado, están compuestos por una placa de acero dúctil, por dispositivos que sujetan al tendón y transmiten la tensión a la placa de acero y por acero de confinamiento en la zona adyacente a la placa. El refuerzo adicional a base de barras corrugadas tiene la función de resistir el cortante y momento en conexiones losa-columna, controlar el agrietamiento causado por las restricciones al acortamiento axial y a los cambios volumétricos del concreto, y de incrementar la redundancia de la estructura, en particular ante cargas imprevistas.

Si se emplean losas apoyadas en vigas se deberá satisfacer los requisitos aplicables de esta sección.

Si se emplean losas planas apoyadas sobre columnas, la estructura deberá tener un sistema primario reforzado con barras corrugadas capaz de resistir el sismo sin contar con la contribución de la losa más que en su acción como diafragma para resistir cargas en su plano. El análisis sísmico se hará con los criterios de la sección 7.7.3. Se deberá considerar el efecto en la estructura de los momentos debidos al presfuerzo de la losa, tanto por el acortamiento elástico como por las deformaciones a largo plazo del concreto. En el diseño de la estructura se prestará atención a evitar que se alcance algún estado límite de falla frágil.

Para losas apoyadas en vigas, la relación claro mayor-espe no deberá exceder de 50. Para losas planas, la relación claro mayor-espesor no deberá exceder de 40.

Los factores de reducción de resistencia para losas postensadas

con tendones no adheridos. F_R (ver sección 1.6) serán de 0.8 para flexión, de 0.8 para cortante y torsión, y de 0.7 para aplastamiento del concreto. En el diseño de las zonas de anclaje se usará $F_R=0.7$.

7.7.2 Revisión de los estados límite de falla

a) Flexión

I. Análisis

Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elástico. Ante cargas laterales se adoptarán las hipótesis señaladas en la sección 6.3. Para valuar los momentos se deberá considerar la secuencia de construcción. Los momentos de diseño serán la suma de los momentos producidos por el acortamiento de la losa debido al presfuerzo, incluyendo pérdidas (con factor de carga unitario) y los debidos a cargas de diseño.

II. Esfuerzos normales máximo y mínimo

El esfuerzo normal promedio debido al presfuerzo deberá ser mayor o igual que 9 kg/cm^2 e inferior a 35 kg/cm^2 .

III. Esfuerzo en el acero de presfuerzo

Se deberá calcular a partir del equilibrio y las hipótesis generales enunciadas en 2.1.1, tomando en cuenta la deformación inicial del acero debida al presfuerzo. Sin embargo, cuando el presfuerzo efectivo, f_{pe} , no es menor que la mitad del esfuerzo resistente, f_{ps} , del acero de presfuerzo, el esfuerzo f_{ps} puede calcularse como

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'_c}{100 p_p}$$

para losas con relaciones claro-espesor menores que 35, donde f_{pe} deberá ser menor que f_{yp} y que $(f_{cu}+4200)$, en kg/cm^2 , o bien

$$f_{ps} = f_{pe} + 700 + \frac{f'_c}{300 p_p}$$

para losas con relaciones claro-espesor mayores o iguales a 35, donde f_{pe} deberá ser menor que f_{yp} y que $(f_{cu}+2100)$, en kg/cm^2 .

IV. Refuerzo mínimo

El acero a tensión, presforzado y sin presforzar, será por lo menos el necesario para que el momento resistente de la sección sea igual a 1.2 veces su momento de agrietamiento. Los momentos de agrietamiento se calcularán con el módulo de rotura no reducido, \bar{I}_g , definido en 1.4.1.

V. Pérdidas de presfuerzo

Se revisarán las debidas a las causas descritas en la sección 7.5.

En las primeras dos losas por encima de la cimentación no presforzada y en la losa de azotea, se deberá valuar el efecto de restricciones estructurales sobre la pérdida de precompresión del presfuerzo considerando varios posibles anchos efectivos de losa.

VI. Geometría de los tendones

La configuración de los tendones deberá ser consistente con la distribución de los momentos obtenida por el método de análisis elegido.

El radio de curvatura de los tendones no deberá ser menor de 2.4 m. La separación entre alambres, torones o bandas de torones en una dirección no deberá ser mayor de ocho veces el espesor de la losa, ni 1.5 m. Las desviaciones verticales en la colocación de los tendones no deberán exceder de: $\pm 6.5 \text{ mm}$ para espesores de losa de hasta 20 cm y de $\pm 1 \text{ cm}$ para losas con más de 20 cm de espesor. Los valores de las tolerancias deberán considerarse cuando se determinen los recubrimientos de concreto para los tendones (véase 7.7.4 f). Las desviaciones horizontales deberán tener un radio de curvatura mínimo de 7 m.

b) Cortante

- I. Se revisará la losa a fuerza cortante para las condiciones señaladas en los incisos I y II de la sección 2.1.5h. Para conexiones losa-columna interiores y exteriores, la fracción de momento transmitido entre losa y columna por flexión se considerará como lo establece la sección 6.5. Se deberá colocar un refuerzo mínimo en la losa como el señalado en 2.1.5h.

El refuerzo transversal de la columna en la unión con la losa debe cumplir con lo establecido en 6.2.

II. Dimensionamiento del refuerzo para flexión

Se aplicará lo indicado en la sección 6.6. El refuerzo por sismo se determinará a partir del momento de diseño obtenido en el análisis descrito en 7.7.3. Cuando menos dos de las barras del lecho superior o tendones de presfuerzo en cada dirección y todo el refuerzo de integridad estructural deberán cruzar el núcleo de la columna correspondiente. Para conexiones exteriores en donde el vector de momento sea paralelo al borde de la losa, se deberá colocar refuerzo negativo perpendicular al borde en una franja igual a $2c_1 + c_2$ centrada en el centroide de la sección crítica para transmitir a la columna todo el momento que proviene de la losa, a menos que el borde se diseñe para resistir la torsión. Si el borde de la losa se diseña para transmitir por torsión a la columna el momento de la losa, el refuerzo negativo se distribuirá en el ancho de la losa tributario a la columna.

El refuerzo de integridad estructural consistirá al menos de dos barras del lecho inferior en la franja de columna de cada dirección que sean continuas, traslapadas o ancladas en el apoyo. Los tendones del lecho inferior que pasen por las columnas o apoyos se consideran efectivos para cumplir con lo anterior. En conexiones interiores el área del refuerzo de integridad estructural en cada dirección principal será al menos igual a

$$A_{se} = \frac{0.55 w_u l_1 l_2}{\ell_y}$$

donde w_u es la carga de diseño de la losa pero no menor que dos veces la carga muerta de servicio de la losa, l_1 y l_2 son los claros centro a centro en cada dirección principal, y f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del acero de integridad estructural. Para conexiones de bordil, el área A_{se} calculada con la expresión de arriba se puede reducir a dos tercios y, para conexiones de esquina, a la mitad. Se deberá usar el mayor valor de A_{se} cuando los valores calculados en una misma dirección difieran para claros adyacentes. El área de refuerzo de integridad estructural se considerará como parte del refuerzo calculado para resistir la flexión.

7.7.3 Sistemas de losas postensadas - columnas bajo sismo

Las fuerzas y momentos internos de diseño para el sistema primario resistente a sismo se obtendrán de un análisis sísmico de un modelo donde se desprecie la contribución de la losa

plana, excepto por su efecto de diafragma. Se usará el valor de Q que corresponda a dicho sistema estructural primario resistente a sismo. Se revisará que la cuantía de refuerzo por flexión no exceda al indicado en 2.1.2b. Las diferencias de desplazamientos en niveles consecutivos debidos a las fuerzas cortantes de entrepiso no deberán exceder de 0.006 veces la diferencia entre las correspondientes alturas de los niveles.

Para diseñar el sistema losa plana - columnas para momentos y cortantes, siguiendo lo establecido en los incisos 7.7.2 y 7.7.3, se hará el análisis sísmico de un modelo completo de la estructura que incluya las losas planas y su interacción con las columnas y con el sistema estructural resistente a sismo. Las losas se modelarán según la sección 6.3; se consideraran los momentos de inercia de las secciones de la losa sin agrietar. Se usará un valor de $Q=2$. Las diferencias de desplazamientos en niveles consecutivos debido a las fuerzas cortantes de entrepiso no deberán exceder de 0.006 veces la diferencia entre las correspondientes alturas de los niveles.

Se deberá revisar que no se alcance estado límite de falla frágil alguno, en particular en la conexión losa-columna. La losa deberá satisfacer los requisitos de diafragmas de 4.6.

7.7.4 Revisión de los estados límites de servicio

a) Esfuerzos permisibles en el concreto

La cantidad de torones y el nivel de presfuerzo se determinarán de manera que los esfuerzos a compresión y tensión en el concreto no excedan de los valores del inciso 7.4 para cargas muerta y viva de servicio.

b) Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

Después del anclaje del tendón $0.70 f_{pu}$

c) Deflexiones

Las deflexiones en losas postensadas deberán calcularse para carga viva según su distribución más desfavorable (deflexiones inmediatas) y para carga sostenidas (flechas diferidas). Para calcular las flechas diferidas, sólo se considerará la carga sostenida en exceso a la equilibrada por el postensado.

d) Agrietamiento

En regiones de momento positivo, cuando el esfuerzo a tensión en el concreto en condiciones de servicio (después de considerar las pérdidas de presfuerzo) sea mayor que $0.5 \sqrt{f'_c}$ colocará un área mínima de refuerzo corrugado adherente igual a

$$A_s = \frac{N_c}{0.5 f_y}$$

donde N_s es la fuerza a tensión en el concreto debido a cargas muerta y viva de servicio. En esta expresión el esfuerzo nominal de fluencia f_n no deberá ser mayor de 4 200 kg/cm². El refuerzo tendrá una longitud mínima de un tercio del claro libre y deberá ser centrado en la región de momento positivo. Se deberá colocar lo más cercano a la fibra extrema a tensión y se deberá distribuir uniformemente sobre la zona a tensión precomprimida. Se aplicarán las disposiciones sobre separación máxima de 3.10.

En zonas de momento negativo sobre las columnas se colocará una área mínima de acero adhiriendo sin presforzar en ambas direcciones igual a

$$A_s = 0.00075hl$$

para losas que trabajan en dos direcciones, donde l es la longitud del claro en la dirección paralela a la del refuerzo calculado y medido desde el centro del claro a cada lado de la conexión, y h es el espesor de la losa, e igual a

$$A_s = 0.004 A$$

para losas que trabajan en una dirección, donde A es el área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa y el centro de gravedad de la sección completa. El acero se distribuirá dentro de una franja limitada por líneas a $1.5h$ medidas desde las caras de la columna. Al menos se colocarán cuatro barras en cada dirección espaciadas no más de 30 cm. Las barras deberán extenderse de las caras de apoyo una distancia mínima igual a un sexto del claro libre.

Cuando se construyan las losas postensadas en varios tramos, se emplearán separaciones temporales cuya anchura deberá ser suficiente para postensar los tendones. En estas separaciones se deberá colocar refuerzo para resistir los momentos y cortantes que ocurrirían como si la losa fuera continua. El acero se anclará en las losas a ambos lados de dicha separación de acuerdo con los requisitos de 3.1 que sean aplicables. La separación se cerrará mediante la colocación de concreto con las mismas características que el empleado en la losa.

En zonas adyacentes a muros de concreto, el área del refuerzo paralelo a los muros será 0.0015 veces el área de la losa, calculada sobre un tercio del claro transversal. Las barras se colocarán alternadamente en el lecho superior e inferior a una separación de $1.5h$.

En tableros de esquina y de borde, y cuando los tendones se concentren en bandas, se deberá colocar en el lecho inferior refuerzo adhiriendo no presforzado perpendicular al borde cuya área será igual a

$$A_s = (0.0015 - 0.5p_p)hl$$

pero no menor que 0.0005hl. La longitud de las barras será igual al claro en la dirección de análisis.

e) Corrosión

Los tendones no adheridos estarán completamente recubiertos por un material idóneo que asegure su protección contra la corrosión. La funda deberá ser continua en toda la longitud no adherida, deberá prevenir la penetración de pasta de cemento y deberá ser resistente al manejo durante la construcción. Las zonas de anclaje deberán protegerse contra la corrosión mediante dispositivos probados o materiales que garanticen dicha protección. Si se emplean concretos o morteros fluidos, éstos deberán estar libres de cloruros.

f) Resistencia al fuego

El recubrimiento mínimo sobre los tendones postensados será 2 cm para cualquier tipo de edificio.

7.7.5 Zonas de anclaje

Las zonas de anclaje deberán resistir la máxima fuerza aplicada durante el tensado. El esfuerzo permisible de aplastamiento en el concreto será el indicado en el inciso 7.6.1 cuando han ocurrido las pérdidas de presfuerzo.

Para resistir las fuerzas de tensión que ocurren adelante del anclaje en la dirección del espesor de la losa, se deberá usar cuando menos dos barras del No. 3 para cada anclaje colocadas a una distancia de $1.5h$ adelante del anclaje. La separación no deberá exceder de 30 cm ni 24 veces el diámetro de las barras. El refuerzo se deberá anclar cerca de las caras de la losa con ganchos estándar. Se deberá proveer refuerzo en el plano de la losa, perpendicular al eje del monotorón, para resistir las fuerzas de tensión en el plano de la losa a lo largo del borde de la losa. Cuando menos se colocarán dos barras paralelas al borde de la losa inmediatamente adelante de los anclajes; las barras deberán incluir a todos los anclajes adyacentes. El refuerzo se colocará arriba y abajo del plano de los tendones. Además se colocará refuerzo para tomar las fuerzas delante de los anclajes; este refuerzo se distribuirá sobre la longitud de la zona de anclaje. Se deberá colocar otro par de barras paralelo al borde de la losa a una distancia desde los anclajes igual a la mitad de la separación entre tendones. Estas barras deberán extenderse más allá del último tendón con una distancia igual a la longitud de desarrollo de las barras.

8. CONCRETO PREFABRICADO

8.1 Requisitos generales

Las estructuras prefabricadas se diseñarán con los mismos criterios empleados para estructuras coladas en el lugar.

teniendo en cuenta, además, las condiciones de carga que se presenten desde la fabricación inicial de los elementos hasta la terminación de la estructura (véase 11.5), así como las condiciones de restricción que den las conexiones.

Las conexiones se diseñarán de modo que el grado de restricción que proporcionen esté de acuerdo con lo supuesto en el análisis de la estructura. La resistencia de una conexión a cada fuerza y momento internos que deba transmitir no será menor que 1.3 veces el valor de diseño de dicha acción interna.

Al detallar las conexiones deben preverse las tolerancias y holguras necesarias para la manufactura y el montaje.

8.2 Estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas se diseñarán por sismo con un factor $Q = 2$; sus conexiones cumplirán con los requisitos de este capítulo. El Departamento del Distrito Federal podrá autorizar el uso de $Q = 3$, cuando se demuestre a su satisfacción que el diseño y el procedimiento constructivo de las conexiones lo justifican; en este caso, el resto de la estructura deberá cumplir con las disposiciones del capítulo 5.

En marcos formados por elementos prefabricados se define como nudo aquella parte de la columna comprendida en el peralte de las vigas que llegan a ella.

La conexión entre elementos prefabricados viga-columna puede efectuarse en las zonas adyacentes al nudo o alejadas del mismo, en ambos casos se deberán cumplir los requisitos siguientes:

- La resistencia, f'_c , del concreto empleado en las conexiones entre elementos prefabricados deberá ser al menos igual a la mayor que tengan los elementos que se conectan.
- El acero de refuerzo localizado en las conexiones de elementos prefabricados, requiendo para transmitir esfuerzos de tensión o compresión, deberá ser de grado no mayor que el 42.
- En las conexiones se deberán colocar estribos de confinamiento (verticales y cerrados) en una cantidad tal que asegure la resistencia de la conexión.
- Las conexiones deberán ser capaces de transmitir todas las fuerzas y momentos que se presentan en los extremos de cada una de las piezas que unen, con el factor de incremento señalado en 8.1.

- En las conexiones se deberá asegurar la transmisión adecuada de los esfuerzos de compresión.
- Cada ducto que atraviesa un nudo deberá ser al menos dos diámetros mayor que la barra que contiene y se rellenará con lechada que se compactará de modo que asegure la correcta adherencia de las barras.
- Las superficies de los elementos prefabricados que forman parte de la conexión deberán tener un acabado rugoso de 5 mm de espesor; estas superficies se limpiarán y se saturarán de agua cuando menos 24 horas antes de colar la conexión. En el colado de la conexión se incluirá un aditivo estabilizador de volumen.
- Al revisar los extremos de las vigas prefabricadas pretensadas sujetos a momentos negativos, deberá tomarse en cuenta la reducción de la capacidad del concreto a compresión debida al efecto del presfuerzo.
- En los elementos prefabricados de sección corrugada se aplicarán los requisitos de 4.1.5.

9. CONCRETO SIMPLE

9.1 Limitaciones

No se permite elementos de concreto simple cuya longitud exceda de 1.50 m, salvo que mediante aditivos se disminuya la contracción o que existan compresiones permanentes capaces de impedir su agrietamiento o que se desprece el trabajo del concreto en esa dirección.

9.2 Esfuerzos de diseño

Los esfuerzos calculados bajo cargas de diseño (ya multiplicadas por el factor de carga), suponiendo comportamiento elástico no excederán a los valores siguientes, donde F_n vale 0.65 en todos los casos:

- Compresión por flexión $1.2 F_n f'_c$
- Tensión por flexión (véase 1.4.1 c)
- Compresión axial

$$0.7 F_n f'_c \left[1 - \left(\frac{H'}{32h} \right)^3 \right]$$

- Cortante, como medida de la tensión diagonal en elementos angostos que trabajen en una dirección

$$0.2 F_R \sqrt{f_c^*}$$

- Cortante, como medida de la tensión diagonal cuando el elemento trabaje en dos direcciones y la talla sea cónica y piramidal alrededor de la carga (y es la relación entre la dimensión menor de la zona cargada y la mayor)

$$(0.5 + \gamma) F_R \sqrt{f_c^*} \leq F_R \sqrt{f_c^*}$$

10. CONCRETO LIGERO

10.1 Requisitos generales

En estas normas se entiende por concreto ligero aquel cuyo peso volumétrico en estado fresco es inferior a 1.9 t/m³.

Sólo se permite el uso de concreto ligero en elementos secundarios. Su uso en elementos principales de estructuras requiere de la autorización especial del Departamento del Distrito Federal.

En el diseño de elementos estructurales de concreto ligero son aplicables los criterios para concreto de peso normal con las modificaciones que aquí se estipulan.

Se supondrá que un elemento de concreto ligero reforzado alcanza su resistencia a flexocompresión cuando la deformación unitaria del concreto es 0.003 E_c/E_s, donde E_c y E_s son, respectivamente, los módulos de elasticidad del concreto de peso normal clase I y ligero de igual resistencia.

En las fórmulas relacionadas con el cálculo de resistencias, aplicables a concreto de peso normal, se sustituirá 0.5 f_c^{*} en lugar de $\sqrt{f_c^*}$ siendo f_c^{*} en kg/cm², la resistencia nominal a tensión indirecta obtenida de acuerdo con 1.4.1c) para concreto clase 2. El valor de f_c^{*} que se use no debe ser mayor que 1.5 $\sqrt{f_c^*}$. Si no se conoce f_c^{*} se supondrá igual a 0.9 $\sqrt{f_c^*}$.

No son aplicables las fórmulas de peraltes mínimos que en elementos de peso normal permiten omitir el cálculo de deflexiones.

El módulo de elasticidad del concreto ligero se determinará experimentalmente, con un mínimo de seis pruebas para cada resistencia y cada tipo de agregado.

10.2 Requisitos complementarios

El refuerzo por cambios volumétricos que se estipula en 3.10

será obligatorio en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural, en metros, exceda de

$$0.75 \bar{r}_i \sqrt{f_c^*}$$

y las cuantías requeridas en ese inciso se incrementarán en la relación

$$2\sqrt{f_c^*}/\bar{r}_i \quad (f_c^* \text{ y } \bar{r}_i \text{ en kg/cm}^2)$$

El esfuerzo \bar{T}_i se define en 1.4.1c).

El refuerzo no se doblará con un radio menor que $\frac{\bar{r}_i}{30 \bar{T}_i}$ por el diámetro de la barra doblada ni menor que el que señale la respectiva norma NOM, de las indicadas en 1.4.2, para la prueba de doblado.

Si se desconoce \bar{T}_i se sustituirá por 1.2 $\sqrt{f_c^*}$ en las expresiones de este inciso.

11. CONSTRUCCION

11.1 Cimbra

11.1.1 Disposiciones generales

Toda cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción, incluyendo las fuerzas causadas por la compactación y vibrado del concreto. Debe ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos. En su geometría se incluirán las contraflechas prescritas en el proyecto.

Inmediatamente antes del colado deben limpiarse los moldes cuidadosamente. Si es necesario se dejarán registros en la cimbra para facilitar su limpieza. La cimbra de madera o de algún otro material absorbente debe estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir los moldes con algún lubricante para protegerlos y facilitar el descimbrado.

11.1.2 Descimbrado

Todos los elementos estructurales deben permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y las cargas que actúen durante la construcción, así como para evitar que las deflexiones sobrepasen los valores fijados en el Título VI del Reglamento.

11.2 Acero

El acero de refuerzo y especialmente el de presfuerzo y los

ductos de postensado deben protegerse durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Inmediatamente antes de su colocación se revisará que el acero no haya sufrido algún daño, en especial, después de un largo periodo de almacenamiento. Si se juzga necesario, se realizarán ensayos en el acero dudoso.

Al efectuar el colado el acero debe estar exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto.

No deben doblarse barras parcialmente ahogadas en concreto, a menos que se tomen las medidas para evitar que se dañe el concreto vecino.

Todos los dobleces se harán en frío, excepto cuando el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera de Corresponsable, permita calentamiento, pero no se admitirá que la temperatura del acero se eleve a más de la que corresponde a un color rojo café (aproximadamente 530°C) si no está tratado en frío, ni a más de 400°C en caso contrario. No se permitirá que el enfriamiento sea rápido.

Los tendones de presfuerzo que presenten algún doblez concentrado no se deben tratar de enderezar, sino que se rechazarán.

El acero debe sujetarse en su sitio con amarres de alambre, silleas y separadores, de resistencia y en número suficiente para impedir movimientos durante el colado.

Antes de colar debe comprobarse que todo el acero se ha colocado en su sitio de acuerdo con los planos estructurales y que se encuentra correctamente sujeto.

Control en la obra

El acero de refuerzo ordinario se someterá al control siguiente, por lo que se refiere al cumplimiento de la respectiva norma NOM.

Para cada tipo de barras (laminadas en caliente o torcidas en frío) se procederá como sigue:

De cada lote de 10 toneladas o fracción, formado por barras de una misma marca, un mismo grado, un mismo diámetro y correspondientes a una misma remesa de cada proveedor, se tomará un espécimen para ensaye de tensión y uno para ensaye de doblado, que no sean de los extremos de barras

completas; las corrugaciones se podrán revisar en uno de dichos especímenes. Si algún espécimen presenta defectos superficiales, puede descartarse y sustituirse por otro.

Cada lote definido según el párrafo anterior debe quedar perfectamente identificado y no se utilizará en tanto no se acepte su empleo con base en resultados de los ensayos. Estos se realizarán de acuerdo con la norma NOM B172. Si el porcentaje de alargamiento de algún espécimen en la prueba de tensión es menor que el especificado en la norma NOM respectiva y, además, alguna parte de la fractura queda fuera del tercio medio de la longitud calibrada, se permitirá repetir la prueba.

En sustitución del control en obra, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, podrá admitir la garantía escrita del fabricante de que el acero cumple con la norma correspondiente; en su caso, definirá la forma de revisar que se cumplan los requisitos adicionales para el acero, establecidos en 5.1.

11.3 Concreto

11.3.1 Materiales componentes

La calidad y proporciones de los materiales componentes del concreto serán tales que se logren la resistencia, rigidez y durabilidad necesarias.

La calidad de todos los materiales componentes del concreto deberá verificarse antes del inicio de la obra y también cuando exista sospecha de cambio en las características de los mismos o haya cambio de las fuentes de suministro. Esta verificación de calidad se realizará a partir de muestras tomadas del sitio de suministro o del almacén del productor de concreto. El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, en lugar de esta verificación podrá admitir la garantía del fabricante del concreto de que los materiales fueron ensayados en un laboratorio autorizado por el Sistema Nacional de Acreditamiento de Laboratorios de Prueba (SINALP), y que cumplen con los requisitos establecidos en 1.4.1 y los que a continuación se indican; pero en este caso también podrá ordenar la verificación de la calidad de los materiales cuando lo juzgue procedente.

Los materiales pétreos, grava y arena, deberán cumplir con requisitos de la norma NOM C-111, con las siguientes modificaciones y adiciones:

PROPIEDAD	CONCRETO CLASE 1	CONCRETO CLASE 2
Coefficiente volumétrico de la grava, mínimo	0.20	—
Material más fino que la malla F 0 075 (No. 200) en la arena, porcentaje máximo en peso (NOM C 084).	15	15
Contracción lineal de los finos (pasan la malla No. 40) de la arena y la grava, en la proporción en que éstas intervienen en el concreto, a partir del límite líquido, porcentaje máximo	2	3

En adición a la frecuencia de verificación estipulada para todos los materiales componentes al principio de este inciso, los requisitos especiales precedentes deberán verificarse cuando menos una vez por mes para el concreto clase 1.

Los límites correspondientes a estos requisitos especiales pueden modificarse si el fabricante del concreto demuestra, con pruebas realizadas en un laboratorio acreditado por el SINALP, que con los nuevos valores se obtiene concreto que cumpla con el requisito de módulo de elasticidad establecido en 11.3.4. En tal caso, los nuevos límites serán los que se apliquen en la verificación de estos requisitos para los agregados específicamente considerados en dichas pruebas.

11.3.2 Elaboración del concreto.

El concreto podrá ser dosificado en una planta central y transportado a la obra en camiones revolvedores, o dosificado y mezclado en una planta central y transportado a la obra en camiones agitadores, o bien podrá ser elaborado directamente en la obra; en todos los casos deberá cumplir con los requisitos de elaboración que aquí se indican.

El concreto clase 1, premezclado o hecho en obra, deberá ser elaborado en una planta de dosificación y mezclado de acuerdo con los requisitos de elaboración establecidos en la norma NOM C-155.

El concreto clase 2, si es premezclado, deberá satisfacer los requisitos de elaboración de la mencionada norma NOM C-155. Si es hecho en obra, podrá ser dosificado en peso o en volumen, pero deberá ser mezclado en una revoladora mecánica, ya que no se permitirá la mezcla manual de concreto estructural.

11.3.3 Requisitos y control del concreto fresco.

Al concreto en estado fresco, antes de su colocación en las cimbras, se le harán pruebas para verificar que cumple con los requisitos de revenimiento y peso volumétrico. Estas pruebas se realizarán al concreto muestreado en obra, con las siguientes frecuencias como mínimo:

Prueba y método	Concreto clase 1	Concreto clase 2
Revenimiento (NOM C-156)	Una vez por cada entrega, si es premezclado. Una vez por cada revoltura, si es hecho en obra.	Una vez por cada entrega, si es premezclado. Una vez por cada 5 revolturas, si es hecho en obra.
Peso volumétrico (NOM C-162)	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 20 m ³ de concreto.	Una vez por cada día de colado, pero no menos de una vez por cada 40 m ³ .

El revenimiento será el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio. El revenimiento nominal de los concretos no será mayor de 12 cm. Para permitir la colocación del concreto en condiciones difíciles, o para que pueda ser bombeado, se autoriza aumentar el revenimiento nominal hasta un máximo de 18 cm, mediante el uso de aditivo superfluidificante, de manera que no se incremente el contenido unitario de agua; en tal caso, la verificación del revenimiento se realizará en la obra antes y después de incorporar el aditivo superfluidificante, comparando con los valores nominales de 12 y 18 cm respectivamente; las demás propiedades, incluyendo las del concreto endurecido, se determinarán en muestras que ya incluyan dicho aditivo.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, podrá autorizar la incorporación del aditivo superfluidificante en la planta de premezclado para cumplir con revenimientos nominales mayores de 12 cm y estará facultado para inspeccionar tal operación en la planta cuando lo juzgue procedente.

Si el concreto es premezclado y se surte con un revenimiento nominal mayor de 12 cm, deberá ser entregado con un comprobante de incorporación del aditivo en planta; en la obra se medirá el revenimiento para compararlo con el nominal máximo de 18 cm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de revenimiento,

su valor determinado deberá concordar con el nominal especificado, con las siguientes tolerancias:

Revenimiento nominal, cm	Tolerancia, cm
menor de 5	± 1.5
de 5 a 10	± 2.5
mayor de 10	± 3.5

Estas tolerancias también se aplican a los valores nominales máximos de 12 y 18 cm.

Para que el concreto cumpla con el requisito de peso volumétrico en estado fresco, su valor determinado deberá ser mayor de 2200 kg/m³ para el concreto clase 1, y no menor de 1900 kg/m³ para el concreto clase 2.

11.3.4 Requisitos y control del concreto endurecido.

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NOM C 160 y NOM C 83, en un laboratorio acreditado por el SINALP.

Cuando la mezcla de concreto se diseñe para obtener la resistencia especificada a 14 días, las pruebas anteriores se efectuarán a esta edad; de lo contrario, las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad.

Para verificar la resistencia a compresión de concreto de las mismas características y nivel de resistencia, se tomará como mínimo una muestra por cada día de colado, pero al menos una por cada cuarenta metros cúbicos; sin embargo, si el concreto se emplea para el colado de columnas, se tomará por lo menos una muestra por cada diez metros cúbicos.

De cada muestra se elaborarán y ensayarán al menos dos cilindros; se entenderá por resistencia de una muestra el promedio de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.

Para el concreto clase 1, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada, f'_c , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f'_c - 35$ kg/cm², y, además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que f'_c .

Para el concreto clase 2, se admitirá que la resistencia del concreto cumple con la resistencia especificada f'_c , si ninguna muestra da una resistencia inferior a $f'_c - 50$ kg/cm², y, además, si los promedios de resistencia de todos los conjuntos de tres muestras consecutivas, pertenecientes o no al mismo día de colado, no son menores que $f'_c - 17$ kg/cm².

Si sólo se cuenta con dos muestras, el promedio de las resistencias de ambas no será inferior a $f'_c - 13$ kg/cm² para concreto clase 1, ni a $f'_c - 28$ kg/cm² para clase 2, además de cumplir con el respectivo requisito concerniente a las muestras tomadas una por una.

Cuando el concreto no cumpla con el requisito de resistencia, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, tomará las medidas conducentes a garantizar la seguridad de la estructura. Estas medidas estarán basadas principalmente en el buen criterio de los responsables mencionados; como factores de juicio deben considerarse, entre otros, el tipo de elemento en que no se alcanzó el nivel de resistencia especificado, el monto del déficit de resistencia y el número de muestras o grupos de ellas que no cumplieron. En ocasiones debe revisarse el proyecto estructural a fin de considerar la posibilidad de que la resistencia que se obtuvo sea suficiente.

Si subsiste la duda sobre la seguridad de la estructura se podrán extraer y ensayar corazones, de acuerdo con la norma NOM C 169, del concreto en la zona representada por los cilindros que no cumplieron. Se probarán tres corazones por cada incumplimiento con la calidad especificada. La mitad de los corazones al probarse debe ser representativa de la que tenga la estructura en condiciones de servicio.

El concreto clase 1 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.85 f'_c$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.75 f'_c$. El concreto clase 2 representado por los corazones se considerará adecuado si el promedio de las resistencias de los tres corazones es mayor o igual que $0.80 f'_c$ y la resistencia de ningún corazón es menor que $0.70 f'_c$. Para comprobar que los especímenes se extrajeron y ensayaron correctamente, se permite probar nuevos corazones de las zonas representadas por aquellos que hayan dado resistencias erráticas. Si la resistencia de los corazones ensayados no cumple con el criterio de aceptación que se ha descrito, el responsable en cuestión nuevamente debe decidir a su juicio y responsabilidad las medidas que han de tomarse. Puede optar por reforzar la estructura hasta lograr la resistencia necesaria, o recurrir a realizar pruebas de carga (artículos 239 y 240 del Reglamento) en elementos no destinados a resistir sismo, u ordenar la demolición de la zona de resistencia escasa, etc. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante en caso de que el concreto no cumpla con el requisito de resistencia.

El concreto debe cumplir además con el requisito de módulo de elasticidad especificado a continuación. (Debe cumplir tanto el requisito relativo a una muestra cualquiera, como el

que se refiere a los conjuntos de dos muestras consecutivas)

		Clase 1	Clase 2
Módulo de elasticidad a 28 días de edad kg/cm^2 , mínimo	Una muestra cualquiera	$12500 \sqrt{f'_c}$	$7000 \sqrt{f'_c}$
	Además, promedio de todos los conjuntos de dos muestras consecutivas.	$13200 \sqrt{f'_c}$	$7450 \sqrt{f'_c}$

Para la verificación anterior se tomará una muestra por cada 100 metros cúbicos, o fracción, de concreto, pero no menos de dos en una cierta obra. De cada muestra se fabricarán y ensayarán al menos tres especímenes. Se considerará como módulo de elasticidad de una muestra, el promedio de los módulos de los especímenes elaborados con ella. El módulo de elasticidad se determinará según la norma NOM C 128.

El Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra cuando no se requiera Corresponsable, no estará obligado a exigir la verificación del módulo de elasticidad, sin embargo, si a su criterio las condiciones de la obra lo justifican, podrá requerir su verificación, o la garantía escrita del fabricante de que el concreto cumple con él. En dado caso, la verificación se realizará en un laboratorio acreditado por el SINALP. Cuando el concreto no cumpla con el requisito mencionado, el responsable de la obra evaluará las consecuencias de la falta de cumplimiento y determinará las medidas que deberán tomarse. Si el concreto se compra ya elaborado, en el contrato de compraventa se establecerán, de común acuerdo entre el fabricante y el consumidor, las responsabilidades del fabricante por incumplimiento del requisito antedicho.

11.3.5 Transporte

Los métodos que se empleen para transportar el concreto serán tales que eviten la segregación o pérdida de sus ingredientes.

11.3.6 Colocación y compactación

Antes de efectuar un colado deben limpiarse los elementos de transporte y el lugar donde se va a depositar el concreto.

Los procedimientos de colocación y compactación serán tales que aseguren una densidad uniforme del concreto y eviten la formación de huecos.

El concreto se vaciará en la zona del molde donde vaya a quedar en definitiva y se compactará con picado, vibrado o apisonado.

No se permitirá trasladar el concreto mediante el vibrado.

11.3.7 Temperatura

Cuando la temperatura ambiente durante el colado o poco después sea inferior a cinco grados C, se tomarán las precauciones especiales tendientes a contrarrestar el descenso en resistencia y el retardo en endurecimiento, y se verificará que estas características no hayan sido desfavorablemente afectadas.

11.3.8 Morteros aplicados neumáticamente

El mortero aplicado neumáticamente satisfará los requisitos de compactación, resistencia y demás propiedades que especifique el proyecto. Se aplicará perpendicularmente a la superficie en cuestión, la cual deberá estar limpia y húmeda.

11.3.9 Curado

El concreto debe mantenerse en un ambiente húmedo por lo menos durante siete días en el caso de cemento normal y tres días si se empleó cemento de resistencia rápida. Estos lapsos se aumentarán adecuadamente si la temperatura desciende a menos de cinco grados centígrados; en este caso también se observará lo dispuesto en 11.3.7.

Para acelerar la adquisición de resistencia y reducir el tiempo de curado, puede usarse el curado con vapor a alta presión, vapor a presión atmosférica, calor y humedad, o algún otro proceso que sea aceptado. El proceso de curado que se aplique debe producir concreto cuya durabilidad sea por lo menos equivalente a la obtenida con curado en ambiente húmedo prescrito en el párrafo anterior.

11.3.10 Juntas de colado

Las juntas de colado se ejecutarán en los lugares y con la forma que indiquen los planos estructurales. Antes de iniciar un colado las superficies de contacto se limpiarán y saturarán con agua. Se tomará especial cuidado en todas las juntas de columnas en lo que respecta a su limpieza y a la remoción de material suelto o poco compacto.

11.4 Requisitos complementarios para concreto presforzado

11.4.1 Ductos para postensado

Los ductos para tendones deben ser impermeables al mortero

y no deben reaccionar químicamente con el concreto, los tendones o el material del relleno.

Para facilitar la inyección de lechada el diámetro interior de ductos que alojen un solo tendón será al menos 5 mm mayor que el diámetro del tendón; el área transversal interior de ductos que alojen varios tendones será por lo menos igual al doble del área transversal de los tendones.

11.4.2 Lechada para tendones adheridos

La lechada para inyección debe ser de cemento Portland y agua, o de cemento Portland, arena y agua. Para mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado y la contracción, pueden usarse aditivos que no sean dañinos a la lechada, al acero, ni al concreto. No debe utilizarse cloruro de calcio.

El proporcionamiento de la lechada debe basarse en lo señalado en alguno de los dos párrafos siguientes:

- I. Resultados de ensayos sobre lechada fresca y lechada endurecida realizados antes de iniciar las operaciones de inyección.
- II. Experiencia previa documentada, con materiales y equipo semejantes y en condiciones de campo comparables.

El contenido del agua será el mínimo necesario para que la lechada pueda bombearse adecuadamente, pero no será mayor de 0.50 con relación al cemento, en peso.

La lechada debe mezclarse con equipo capaz de suministrar mezclado y agitación mecánicos continuos que den lugar a una distribución uniforme de los materiales; asimismo, debe cribarse y debe bombearse de modo que llene completamente los ductos de los tendones.

La temperatura del elemento presforzado, cuando se inyecte la lechada, debe ser mayor de dos grados C, y debe mantenerse por encima de este valor hasta que la resistencia de cubos de 5 cm, fabricados con la lechada y curados en la obra, llegue a 55 kg/cm².

Durante el mezclado y el bombeo, la temperatura de la lechada no debe exceder de 30°C.

11.4.3 Tendones de presfuerzo

Las operaciones con soplete y las de soldadura en la proximidad del acero de presfuerzo deben realizarse de modo que éste no quede sujeto a temperaturas excesivas, chispas de soldadura, o corrientes eléctricas a tierra.

11.4.4 Aplicación y medición de la fuerza de presfuerzo

La fuerza de presfuerzo se determinará con un dinamómetro o una celda de carga, o midiendo la presión en el aceite del gato con un manómetro y, además, midiendo el alargamiento del tendón. Debe determinarse y corregirse la causa de toda discrepancia mayor de 5 por ciento entre la fuerza determinada a partir del alargamiento del tendón y la obtenida con el otro procedimiento. Para determinar a qué alargamiento corresponde una cierta fuerza de presfuerzo se usarán las curvas medias fuerza-alargamiento de los tendones empleados.

Cuando la fuerza de pretensado se transfiera al concreto cortando los tendones con soplete, la localización de los cortes y el orden en que se efectúen deben definirse de antemano con el criterio de evitar esfuerzos temporales indeseables. Los tramos largos de torones expuestos se cortarán cerca del elemento presforzado para reducir al mínimo el impacto sobre el concreto.

La pérdida total de presfuerzo debida a tendones rotos no repuestos no debe exceder de 2 por ciento del presfuerzo total.

11.5 Requisitos complementarios para estructuras prefabricadas

Los medios de sujeción o rigidización temporales, el equipo de izado, los apoyos provisionales, etc., deben diseñarse para las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje, incluyendo los efectos del sismo y viento, así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Debe verificarse que los dispositivos y procedimientos constructivos empleados garanticen que los miembros prefabricados se mantengan correctamente en su posición, mientras adquieren resistencia las conexiones coladas en el lugar.

11.6 Tolerancias

Las tolerancias que a continuación se señalan rigen con respecto a los planos constructivos del proyecto ajustado como se especifica en el Título VII del Reglamento.

1. Las dimensiones de la sección transversal de un miembro no excederán de las del proyecto en más de $1 \text{ cm} + 0.05 t$, siendo t la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las del proyecto en más de $0.3 \text{ cm} + 0.03 t$.
2. El espesor de zapatas, losas, muros y cascarones no excederá al de proyecto en más de $0.5 \text{ cm} + 0.05 h$, siendo h el espesor de proyecto, ni será menor que

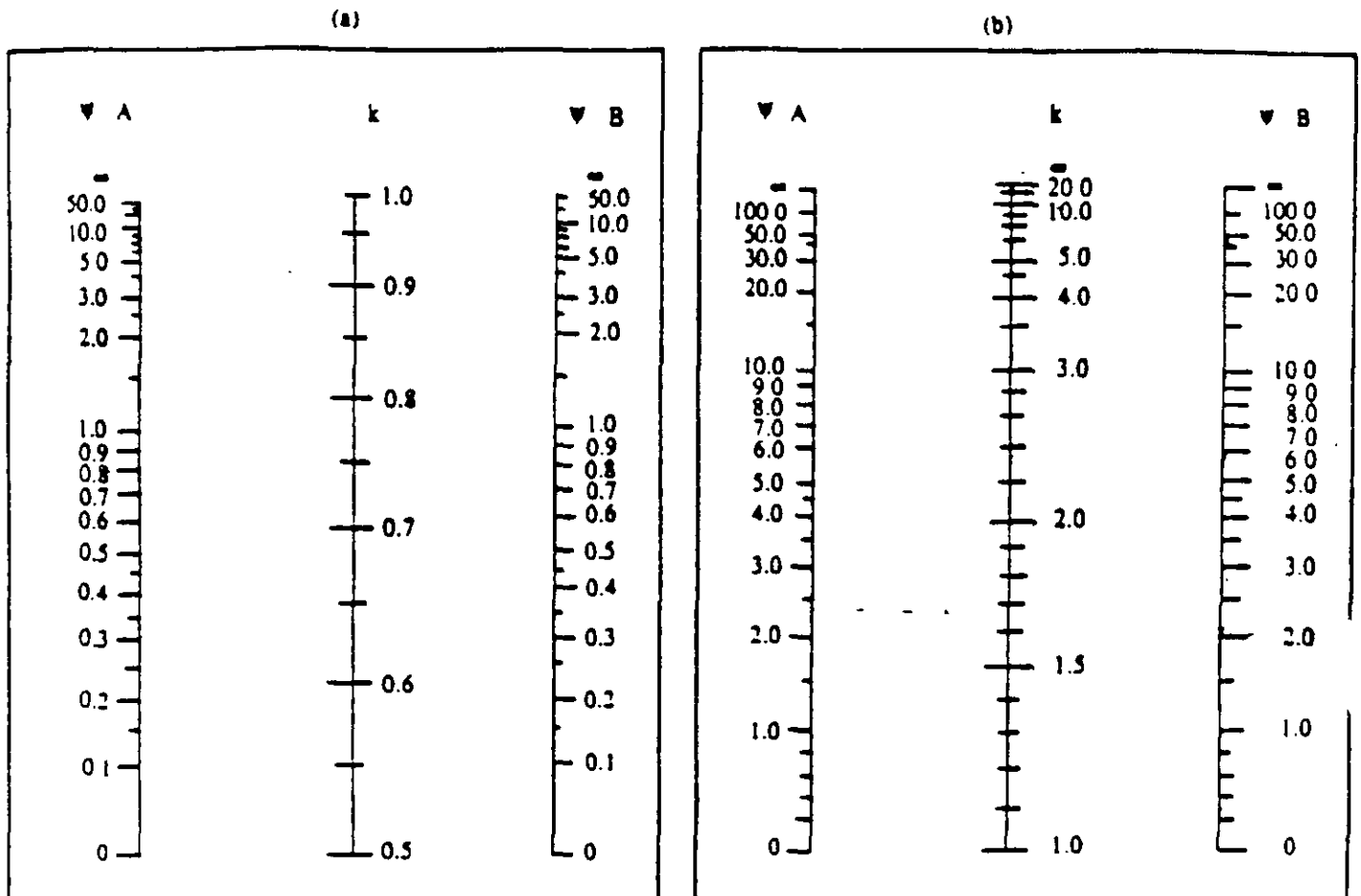
- este en más de $0.3 \text{ cm} + 0.03 h$.
3. En cada planta se trazarán los ejes de acuerdo con el proyecto ajustado, con tolerancia de un centímetro. Toda columna quedará desplantada de tal manera que su eje no diste, del que se ha trazado, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión transversal de la columna paralela a la desviación. Además, no deberá excederse esta cantidad en la desviación del eje de la columna, con respecto al de la columna inmediata inferior.
 4. La tolerancia en desplome de una columna será de 0.5 cm más dos por ciento de la dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la desviación.
 5. El eje centroidal de una columna no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de 0.5 cm más uno por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación.
 6. La posición de los ejes de vigas con respecto a los de las columnas donde apoyan no deberá diferir de la de proyecto en más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la columna paralela a la desviación, ni más de un centímetro más dos por ciento del ancho de la viga.
 7. El eje centroidal de una viga no deberá distar de la recta que une los centroides de las secciones extremas, más de un centímetro más dos por ciento de la dimensión de la viga paralela a la desviación.
 8. En ningún punto la distancia medida verticalmente entre losas de pisos consecutivos, diferirá de la de proyecto más de tres centímetros, ni la inclinación de una losa respecto a la de proyecto más de uno por ciento.
 9. La desviación angular de una línea de cualquier sección transversal de un miembro respecto a la dirección que dicha línea tendría según el proyecto, no excederá de cuatro por ciento.
 10. La localización de dobleces y cortes de barras longitudinales no debe diferir en más de $1 \text{ cm} + 0.01 L$ de la señalada en el proyecto, siendo L el claro, excepto en extremos discontinuos de miembros donde la tolerancia será de 1 cm .
 11. La posición de refuerzo de losas, zapatas, muros, cascarones, arcos y vigas será tal que no reduzca el peralte efectivo, d , en más de $0.3 \text{ cm} + 0.03d$ ni reduzca el recubrimiento en más de 0.5 cm . En columnas nge la misma tolerancia, pero retenida a la mínima dimensión de la sección transversal, en vez del peralte efectivo. La separación entre barras no diferirá de la de proyecto más de un centímetro más diez por ciento de dicha separación, pero en todo caso respetando el número de barras y su diámetro, y de tal manera que permita pasar al agregado grueso.
 12. Las dimensiones del refuerzo transversal de vigas y columnas, medidas según el eje de dicho refuerzo, no excederá a las del proyecto en más de $1 \text{ cm} + 0.05 t$, siendo t la dimensión en la dirección en que se considera la tolerancia, ni serán menores que las de proyecto en más de $0.3 \text{ cm} + 0.03 t$.
 13. La separación del refuerzo transversal de vigas y columnas no diferirá de la de proyecto más de 1 cm más diez por ciento de dicha separación, respetando el número de elementos de refuerzo y su diámetro.
 14. Si un miembro estructural no es claramente clasificable como columna o viga, se aplicarán las tolerancias relativas a columnas, con las adaptaciones que procedan si el miembro en cuestión puede verse sometido a compresión axial apreciable, y las correspondientes a traveses en caso contrario. En cascarones rigen las tolerancias relativas a losas, con las adaptaciones que procedan.
- Por razones ajenas al comportamiento estructural, tales como aspectos o colocación de acabados, puede ser necesario imponer tolerancias más estrictas que las arriba prescritas.
- De no satisfacerse cualquiera de las tolerancias especificadas, el Corresponsable en Seguridad Estructural, o el Director Responsable de Obra, cuando no se requiera Corresponsable, estudiará las consecuencias que de ahí deriven y tomará las medidas pertinentes para garantizar la estabilidad y correcto funcionamiento de la estructura.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- Las presentes Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto entrarán en vigor al día siguiente al de su publicación en la *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.

SEGUNDO.- Se deroga cualquier norma técnica para el diseño y construcción de estructuras de concreto expedida con anterioridad a las presentes.

México, D.F., a 18 de marzo de 1996. El Jefe del Departamento del Distrito Federal, *Oscar Espinosa Villarreal*. - Rúbrica. - El Secretario de Obras y Servicios, *Daniel Ruiz Fernández*. - Rúbrica.

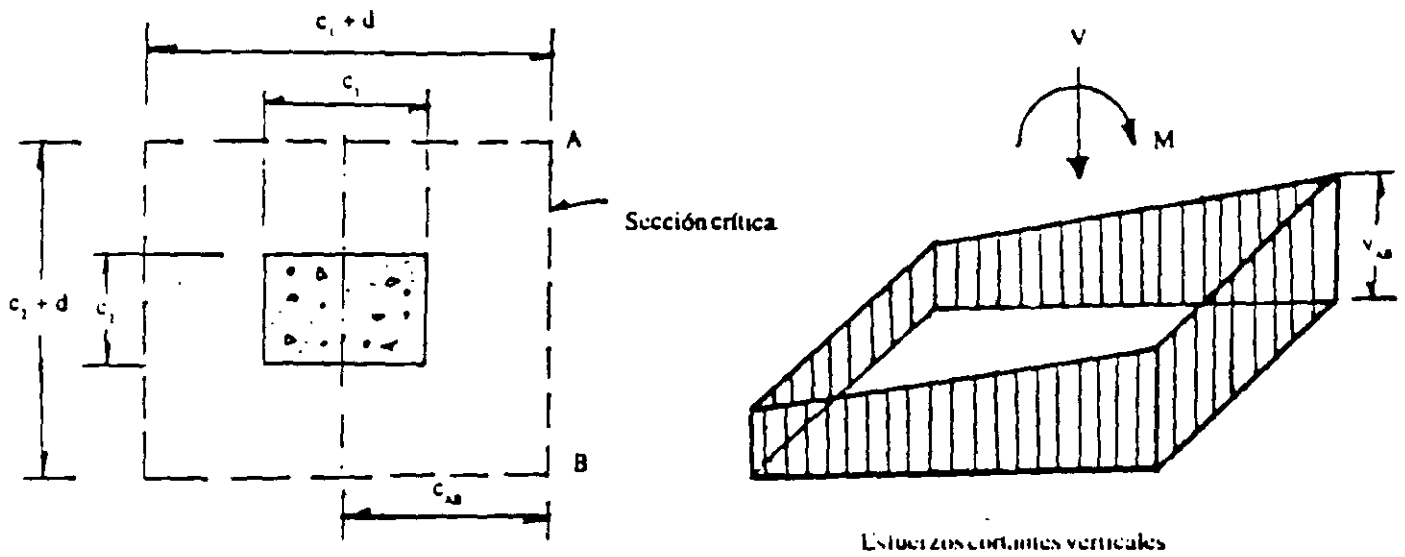


ψ = cociente de $I(I/L)$ de las columnas, entre $I(I/L)$ de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

$H = kL$

A y B son los extremos de la columna.

Fig. 1.1 Nomogramas para determinar longitudes efectivas, H , de miembros a flexocompresión.



$$v_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{\alpha M c_{AB}}{J_c}$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Cálculo del esfuerzo cortante máximo para una columna interior.

Fig. 2.1 Transmisión de momento entre columna y losa.

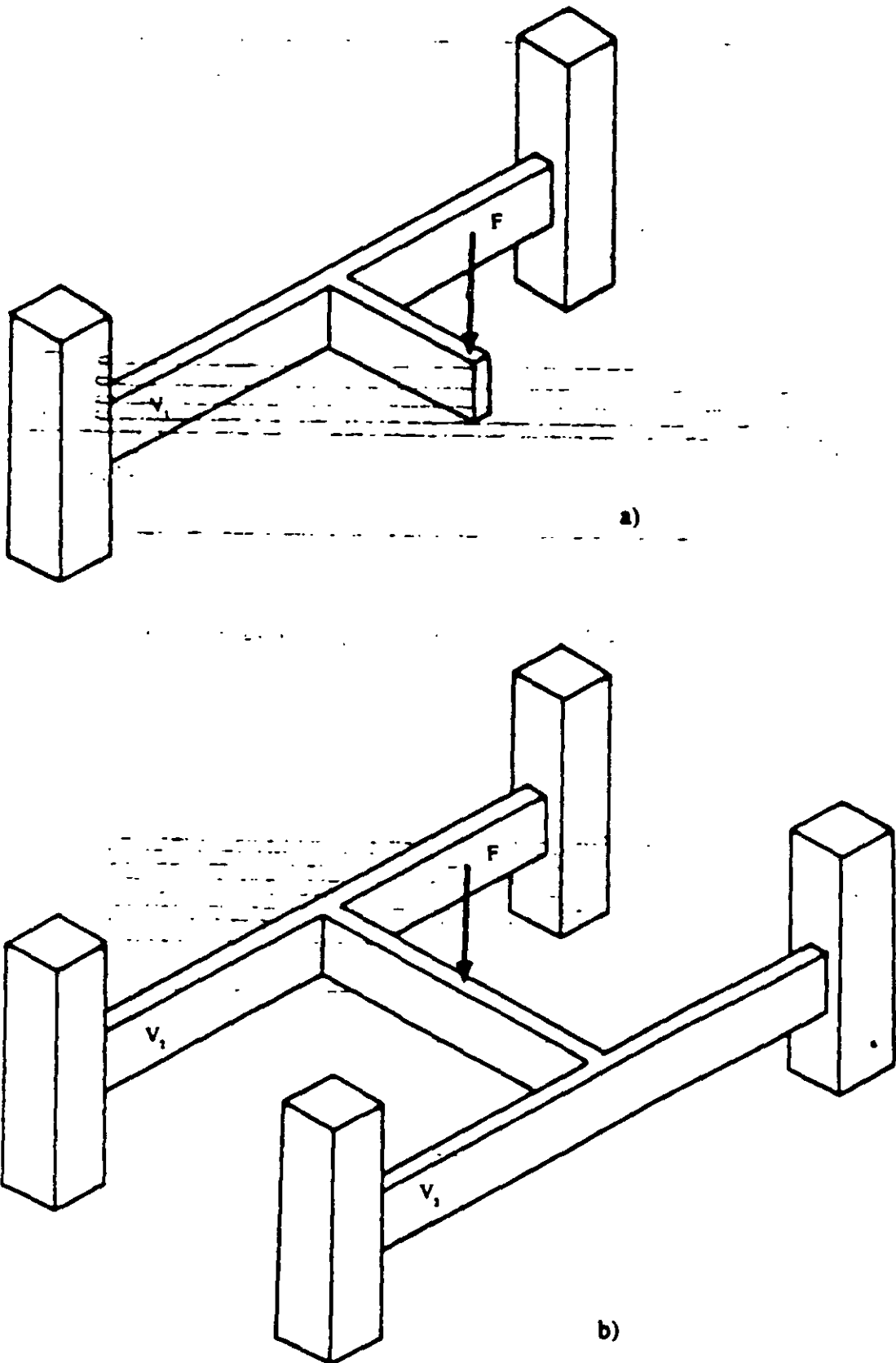


Fig. 2.2. Ejemplos de vigas en las que existe torsión (vigas v , y v_1).

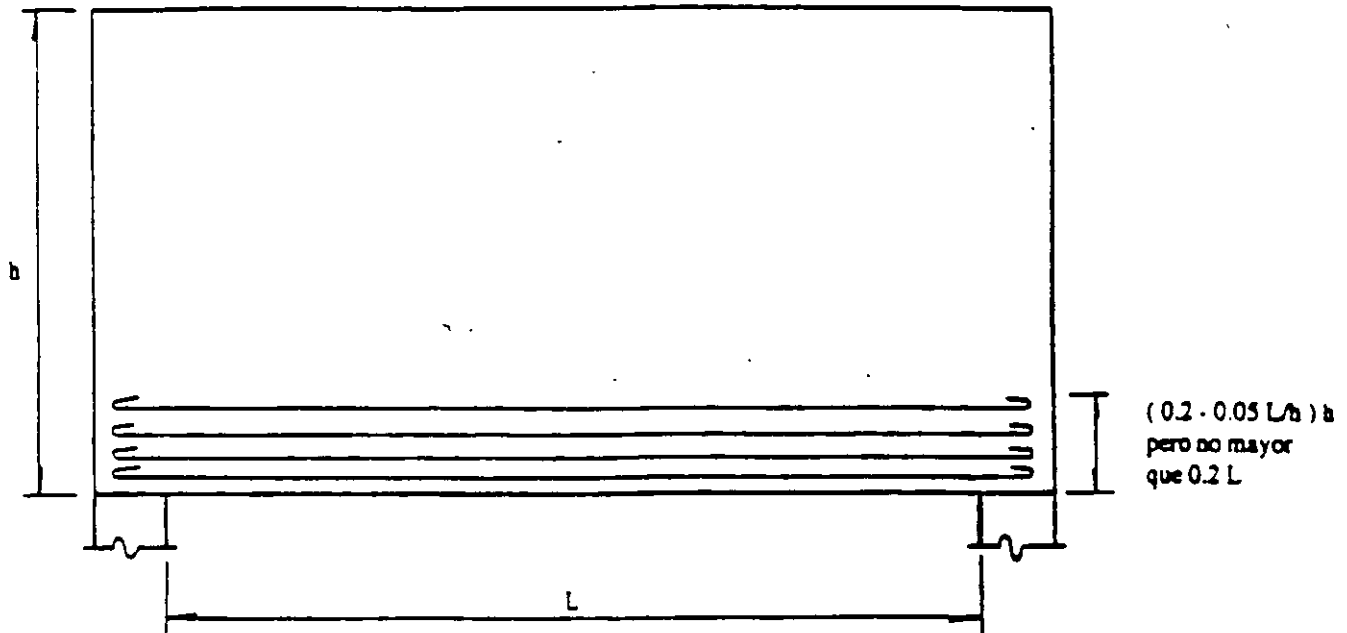


Fig. 4.1. Disposición del refuerzo de flexión en una viga diafragma de un claro.

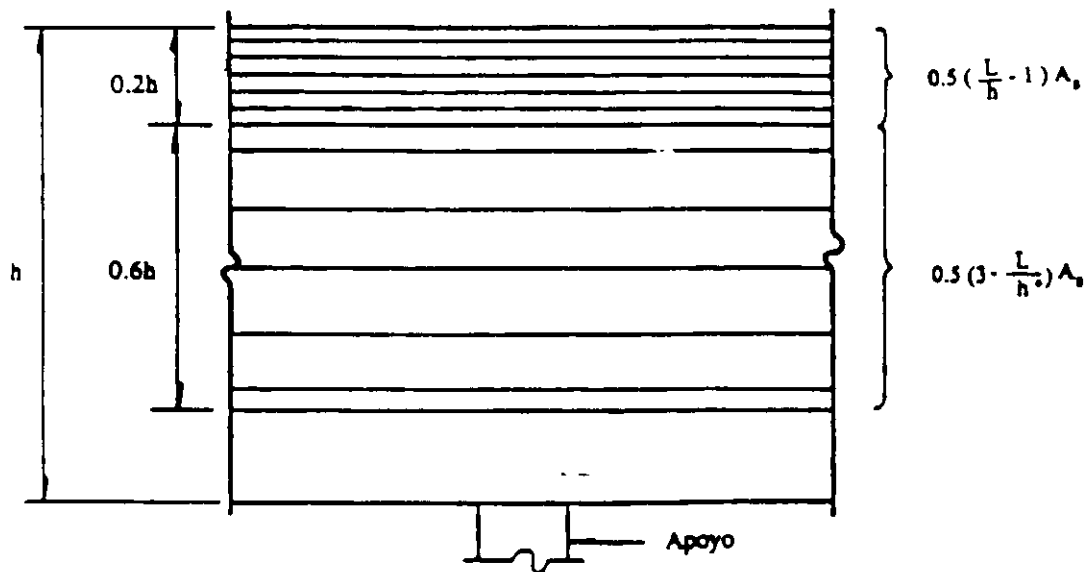


Fig. 4.2. Franjas en que se distribuye el refuerzo negativo A_s , en una viga diafragma continua con $L/h \geq 1.0$

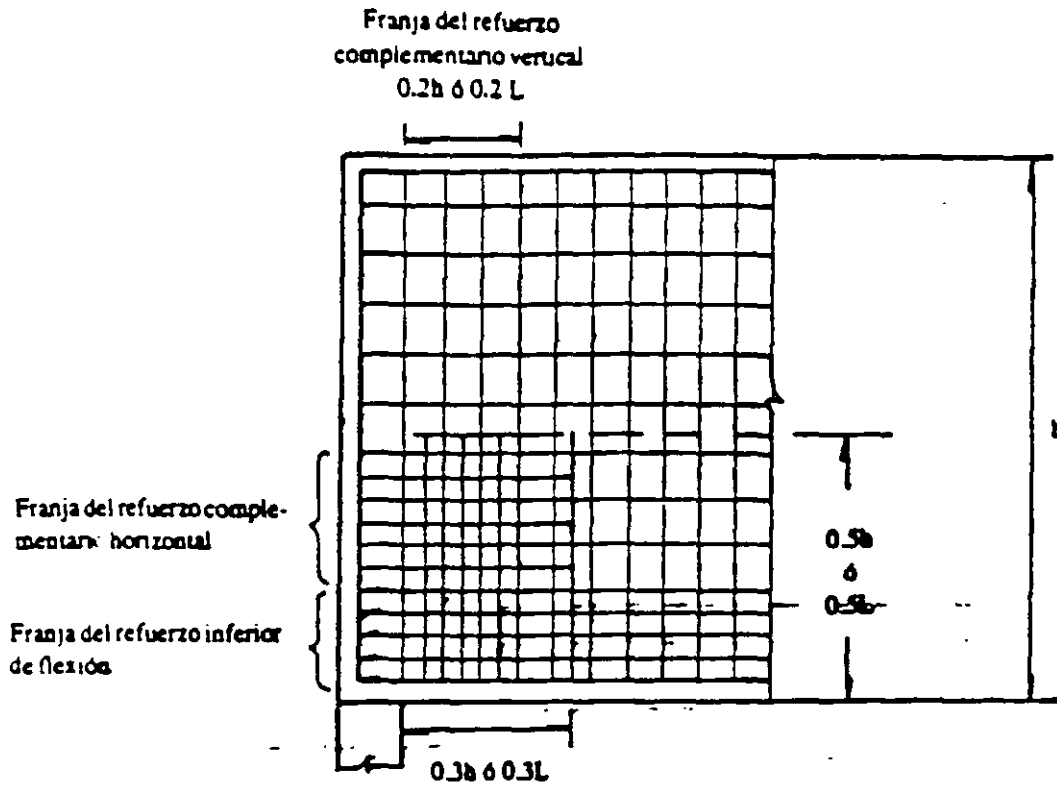


Fig. 4.3 Refuerzo complementario en una zona de apoyo directo de una viga diafragma no atorcada.

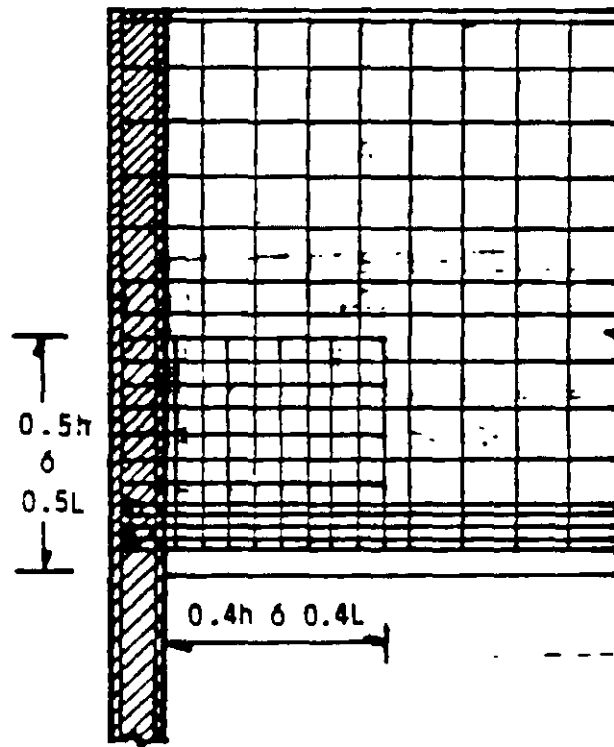


Fig. 4.4. Refuerzo en una zona de apoyo indirecto.

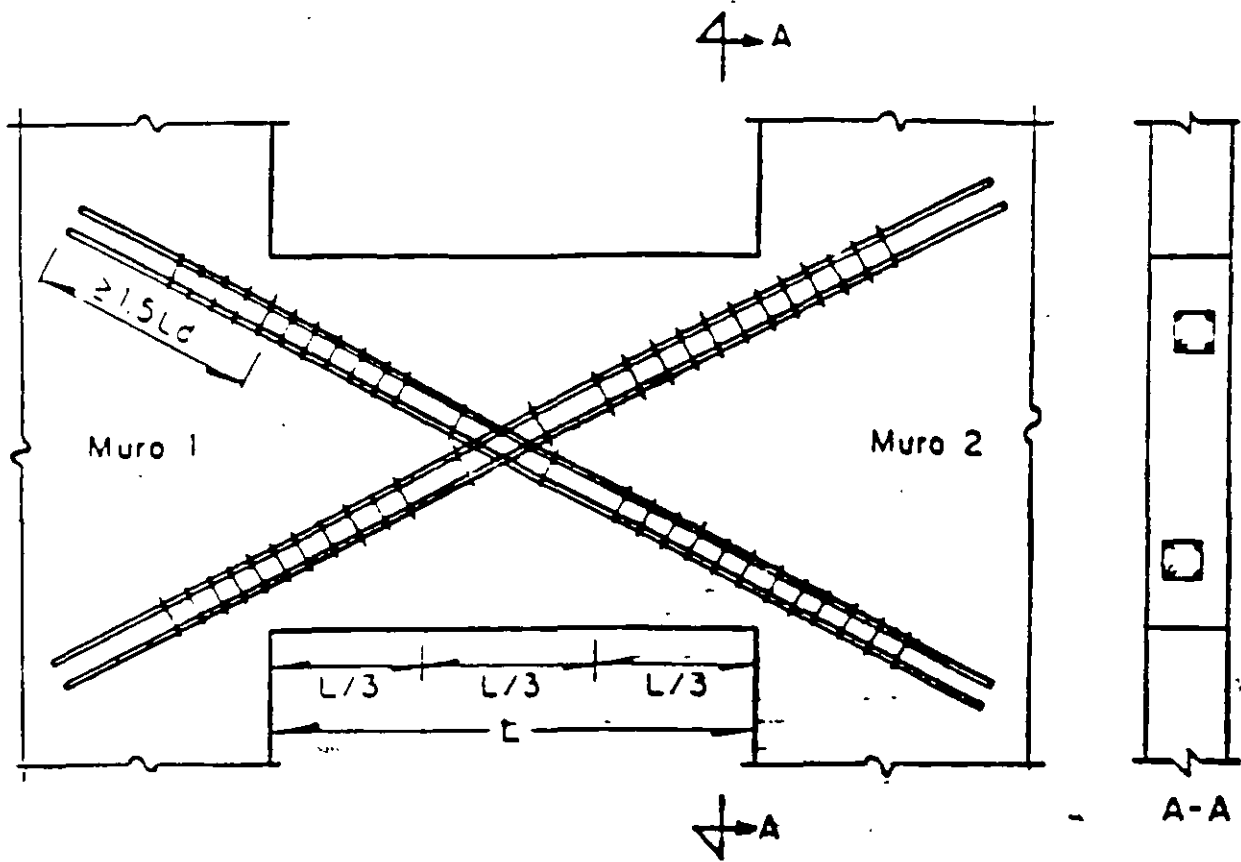


Fig. 4.5. Refuerzo principal de una viga diafragma que une muros de cortante.

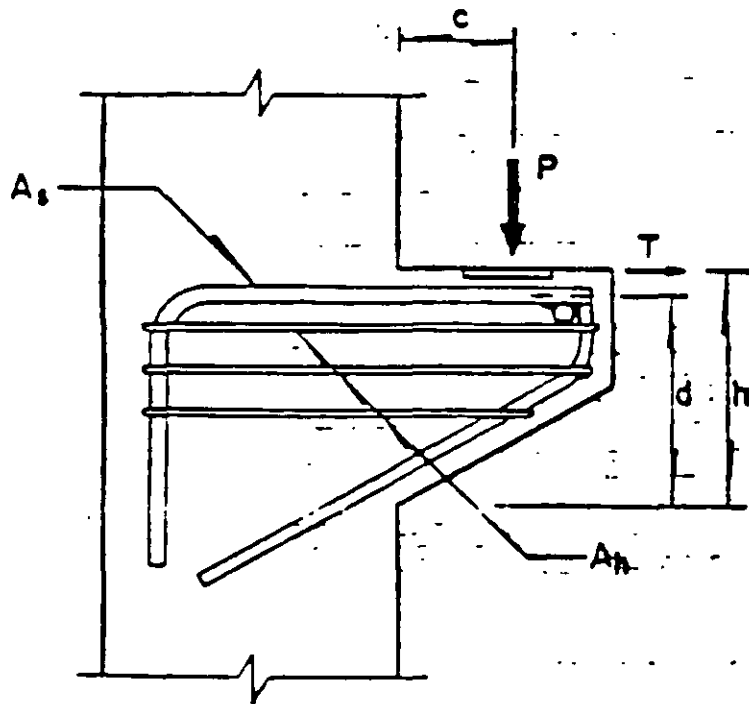


Fig. 4.6. Ménsula.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS**

**EXPOSITOR: ING. GERMAN LOPEZ RINCON
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

TEMA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

1. INTRODUCCIÓN

2. CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCIÓN

3. CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA

EJEMPLOS

Ing. Germán López Rincón

Octubre de 2000

1. INTRODUCCIÓN

El diseño estructural de cimentaciones profundas está íntimamente ligado con el diseño geotécnico de la cimentación. Si el comportamiento esperado de la cimentación y superestructura no es satisfactorio, por mucho cuidado que se haya tenido en el diseño, considerando todas las posibles combinaciones de carga a que estará sujeta la estructura durante su vida útil, la solución adoptada no será adecuada.

Teniendo esto en mente, el ingeniero de cimentaciones podrá abordar el diseño de una cimentación profunda sobre una base racional que tome en cuenta el comportamiento físico real del sistema suelo-cimentación-superestructura.

En consecuencia, los puntos que deberán tomarse en cuenta al diseñar una cimentación son los siguientes:

- a. Estratigrafía, condiciones hidráulicas y propiedades mecánicas de compresibilidad, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad, tanto para condiciones estáticas como dinámicas.
- b. Características de los edificios o construcciones que rodean al nuevo proyecto.
- c. Características del sitio en estudio desde el punto de vista eólico y/o sísmico
- d. Características del proyecto, esto es, geometría, cargas y destino de la obra.

Cuanto mejor sea el conocimiento que se tenga de cada uno de los factores anteriores, mayor control se tendrá de cada etapa del diseño, lo que redundará en un mejor comportamiento de la estructura proyectada.

2 CIMENTACIONES CON PILOTES DE FRICCION

El uso de pilotes de fricción está estrechamente vinculado con una cimentación 100% o parcialmente compensada, en sitios donde los depósitos superficiales del suelo son de baja resistencia y alta compresibilidad, tal como sucede en el Valle de México, el que, como se sabe, está formado por series de arcillas y limos arcillosos blandos que alcanzan profundidades hasta de 35 o 40 m. En este tipo de cimentación los pilotes se utilizan para disminuir el hundimiento de la ésta, transfiriendo parte de la carga del edificio a estratos más profundos los que, debido al fenómeno de endurecimiento que exhiben estos materiales¹, son más resistentes y menos compresibles. Ver figura 1.

En términos generales el diseño de una cimentación con pilotes de fricción se lleva a cabo mediante las siguientes reglas básicas:

a.- La carga total del edificio la toman los pilotes y el suelo al nivel de desplante del cajón de cimentación. La relación de carga entre el pilote y el suelo deberá estar entre 1 y 4, esto es:

$$1 < R_q < 4$$

donde

$$R_q = W_f / W_a$$

W_f : carga que toman los pilotes

W_a : carga que toma el suelo

$W_c = W_a + W_f$: carga total del edificio descontando la subpresión del agua al nivel de desplante.

Para suelos normalmente consolidados, esto es, para $\sigma_o = \sigma_b$, el valor de R_q estará cercano a 4, mientras que para suelos preconsolidados o del tipo preconsolidado, en donde $\sigma_b > \sigma_o$, el valor de R_q puede estar cercano a unidad. En este caso se entiende que los pilotes y el suelo toman aproximadamente la misma carga.

b - Los pilotes de fricción se calculan para que trabajen a su capacidad última; esto significa que estarán penetrando continuamente en la masa del suelo.

La capacidad última de carga de los pilotes puede estimarse con suficiente precisión por medio de la expresión:

$$Q_u = \sum (0.3q_u) \bar{w} \Delta z + a_p \sigma_b$$

el primer término del segundo miembro representa la capacidad última por fricción y el segundo término la capacidad por punta del pilote, además:

- q_u : resistencia del suelo en compresión no confinada o compresión simple
- w : perímetro efectivo donde se desarrolla la fricción = $1.1 (\pi d_o)$; d_o es el diámetro equivalente del pilote
- Δz : espesor del estrato
- a_p : área de la sección transversal del pilote en la punta
- σ_b : esfuerzo crítico de compresión o carga de preconsolidación

c.- Debido a que los pilotes están trabajando a su capacidad última por fricción, la estabilidad de la cimentación se obtiene por contacto entre el cajón de cimentación y el suelo. La capacidad de carga al nivel de desplante del cajón puede calcularse, de acuerdo con Terzaghi, con la siguiente expresión:

$$q_u = \frac{5.7c_a}{FS} + \sigma_{od}$$

donde

- q_u : capacidad admisible de carga, en ton/m^2
- c_a : cohesión media del suelo, tomando en cuenta todos los estratos afectados por la superficie potencial de deslizamiento. Ver figura 2.

d.- Los movimientos verticales de la cimentación, expansión y hundimientos, se calculan con base en el cambio de esfuerzos producido por la excavación al construir la cimentación y por el incremento de esfuerzos debido a la fricción positiva. Ver zonas sombreadas de la figura 1

El hundimiento máximo por el incremento neto de esfuerzos se obtiene aplicando la expresión:

$$\delta_s = \sum m_{\nu} (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z$$

donde:

m_{vi} : módulo de compresibilidad volumétrica unitario del suelo, obtenido de pruebas de consolidación en el odómetro.

σ_{oi}, σ_i : esfuerzo efectivo original y final después de construido el edificio.

e.- durante un sismo los pilotes no toman ninguna carga axial adicional, cualquier incremento de carga por volteo lo toma el suelo al nivel de desplante del cajón de cimentación. La fuerza cortante en la base, generada por el sismo, la toma el suelo por medio del cajón de cimentación y los pilotes. El efecto de la fuerza cortante produce flexión en los pilotes que debe tomarse en cuenta en el diseño

La fuerza de sismo que se genera en el centro de masa de un edificio puede estimarse conociendo la respuesta de aceleración del centro de masa, es decir:

$$V_m = f_a M a_m$$

donde.

f_a : factor de amplificación de la aceleración a_m del suelo al nivel de desplante del edificio.

M : masa total del edificio

El valor de a_m se asigna de acuerdo con las aceleraciones registradas de sismos anteriores, el factor de amplificación f_a puede obtenerse conociendo el periodo de vibración del sistema suelo-cimentación-superestructura T_o , esto es:

$$T_o^2 = T_n^2 + T_\theta^2$$

donde:

T_n : periodo fundamental de vibración de la estructura

T_θ : periodo de rotación de la cimentación

Con el dato anterior y asignando un factor de amortiguamiento al sistema, se entra al espectro de respuesta y se obtiene el factor de amplificación. Luego el momento de volteo será:

$$O_1 = V_m h_m$$

En la figura 3 se muestra el espectro envolvente de diseño y el esquema del sistema suelo-cimentación-superestructura.

En consecuencia, el diseño estructural de una cimentación con pilotes de fricción incluye lo siguiente:

1. Cálculo de la capacidad de carga última de los pilotes y determinación del número, en función de la relación de carga pilote-suelo que se adopte.
2. Análisis estático de interacción suelo-cajón de cimentación para determinar la distribución de reacciones.
3. Análisis sísmico para determinar la fuerza cortante en el centro de masa del edificio y el momento de volteo.
4. Análisis sísmico de interacción suelo-cimentación para determinar la distribución de reacciones por sismo en el cajón de cimentación.
5. Análisis sísmico de interacción pilote-suelo para determinar los elementos mecánicos, fuerza cortante y momento flexionante, en los pilotes producidos por la acción de la fuerza cortante sísmica actuando en la cabeza del pilote.

La superposición de todos los efectos anteriores permite el poder analizar y revisar estructuralmente la cimentación, así como suministrar el acero de refuerzo y su posición correcta en el cajón de cimentación y en los pilotes. En la figura 4 se muestra en forma esquemática el efecto de cada uno de los puntos anteriores.

3. CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA

El diseño de una cimentación con pilotes apoyados de punta difiere del de una cimentación con pilotes de fricción en que en este caso los pilotes toman la totalidad de la carga del edificio, incluyendo la cimentación, descontando únicamente la subpresión del agua.

Lo anterior representa que el comportamiento de la cimentación deba estudiarse para considerar los aspectos siguientes.

- a. Los pilotes deben ser capaces de tomar la carga del edificio así como los incrementos de carga vertical que se generan durante un sismo
- b. A largo plazo, durante la vida útil del edificio se generan fuerzas de arrastre, como la fricción negativa, que afectan el diseño de la cimentación y que deben tomarse en cuenta.
- c. La estabilidad del edificio ante carga lateral la da el cajón de cimentación. Sin embargo, es necesario analizar los pilotes ante carga lateral para verificar el diseño por flexión.

En el diseño de cimentaciones con pilotes apoyados de punta se pueden tener varios casos, a saber.

1. Pilotes apoyados en un estrato resistente y de baja compresibilidad que se extiende indefinidamente con la profundidad.

2. Pilotes apoyados en un estrato resistente que sobreyace a depósitos compresibles y poco resistentes.

En el primer caso, la distribución de pilotes podrá concentrarse bajo cada columna sabiendo que el hundimiento diferencial entre éstas es despreciable para propósitos prácticos. Si la zona donde se ubica el edificio está sujeta a hundimiento regional, a largo plazo el edificio tenderá a emerger con respecto a la superficie del suelo.

En el segundo caso, en virtud de que los depósitos compresibles bajo el estrato resistente se consolidan, si se concentran los pilotes bajo las columnas es probable que se generen hundimientos diferenciales, debido a la diferencia de carga que toman los pilotes en cada grupo de columnas. En este caso lo mejor es distribuir los pilotes bajo la cimentación en un arreglo uniforme, lo que obliga a utilizar un cajón de cimentación rígido. Este tipo de solución es común en subsuelos como el del Valle de México, donde, además se tiene el problema de hundimiento regional, por lo que la cimentación deberá diseñarse para que los hundimientos sean compatibles con dicho hundimiento regional, evitando el emergimiento y daños a las instalaciones municipales.

La capacidad de carga de los pilotes puede calcularse con la siguiente expresión propuesta por Terzaghi y modificada por Zeevaert para tomar en cuenta la compacidad del estrato de apoyo.

$$Q_{pu} = A_p \cdot 1.2 [cN_c + \sigma_d N_q] (D_r + 0.1)$$

donde.

A_p : área de la sección transversal del pilote en la punta

c : cohesión del estrato de apoyo

σ_d : esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante

N_c, N_q : factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del suelo de apoyo

D_r : compacidad relativa del estrato de apoyo

Debe notarse que el esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante depende de la fricción negativa que se genere en el pilote a lo largo del fuste, hasta el estrato de apoyo, ver figura 5. Esta fricción puede estimarse con la expresión

$$FN_d = \frac{\bar{w}K_o}{1 + \frac{wK\phi}{3a} \cdot d} \cdot \sum_0^d \Delta\sigma_{oz} \Delta z$$

En este caso:

$$\bar{w} = 1.05(\pi d_o)$$

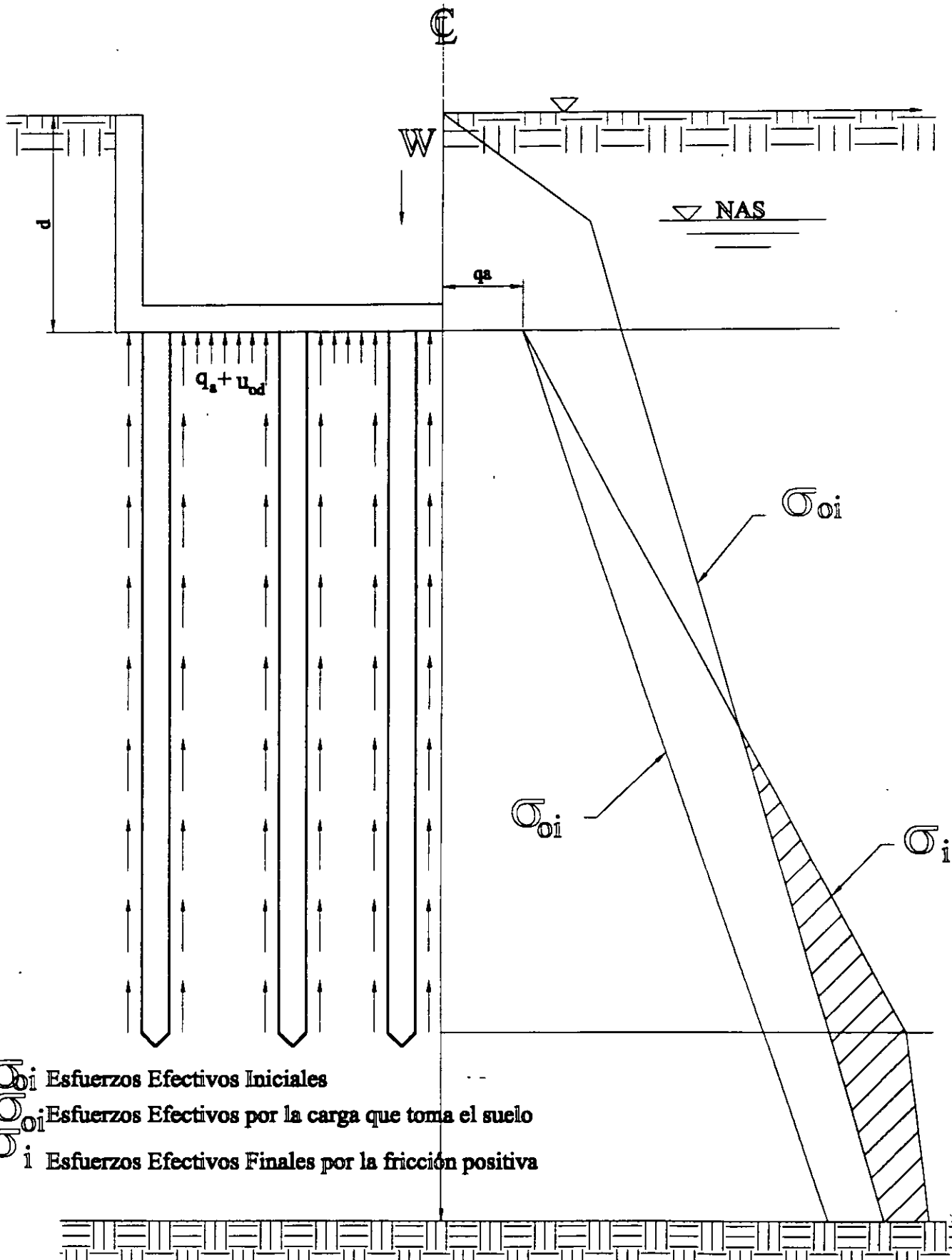
K_f = coeficiente de fricción que en arcillas y limos arcillosos tiene un valor de 0.33

\bar{a} : área tributaria del pilote

$$\sum_0^d \Delta \sigma_{az} \Delta z : \text{área de esfuerzos}$$

Los elementos mecánicos en el cajón de cimentación se calculan en forma semejante al de una cimentación con pilotes de fricción; sólo que la reacción q_a , bajo el cajón, es nula y las reacciones en los pilotes se obtienen haciendo el análisis de interacción pilote-suelo bajo el nivel de la punta de los pilotes.

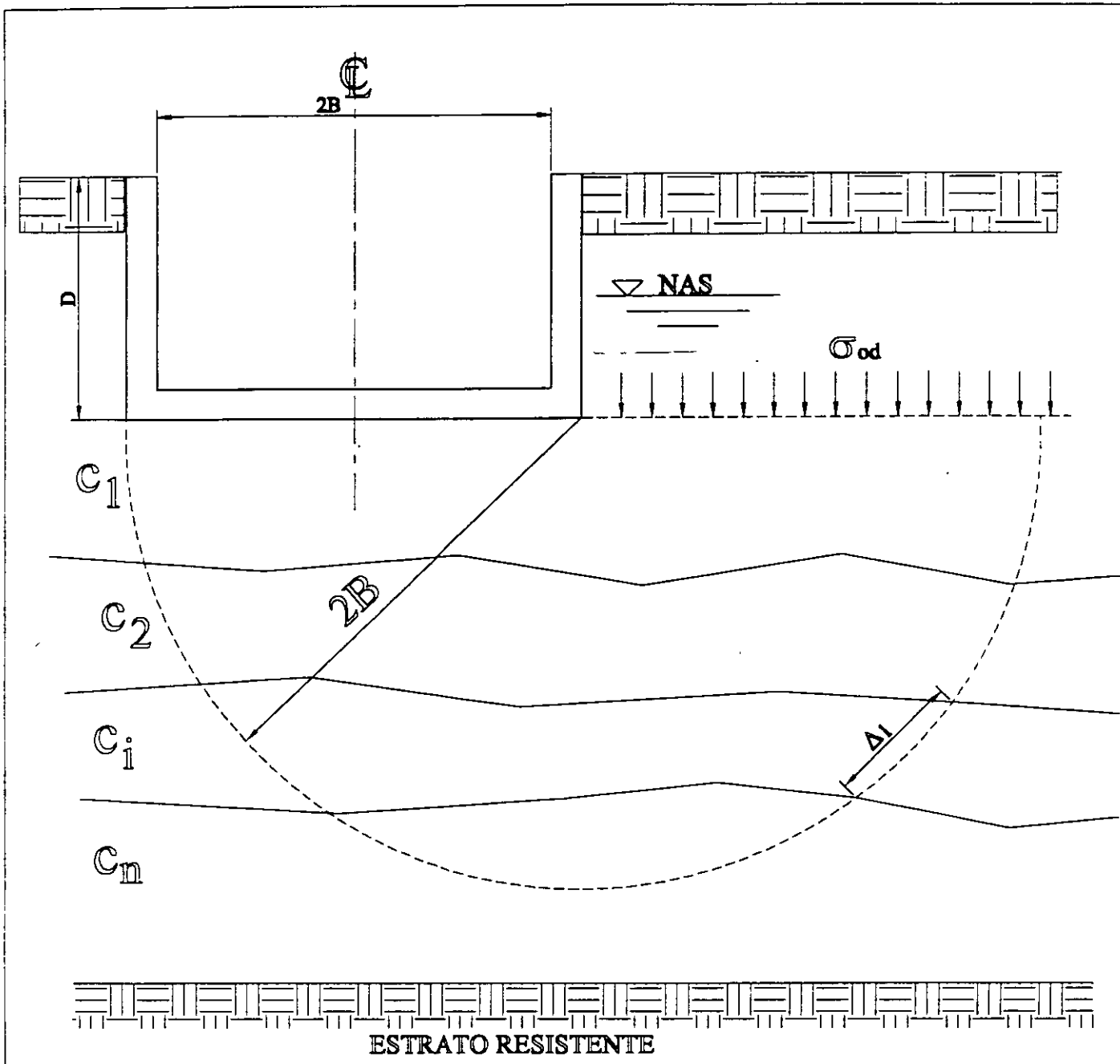
El efecto de la fuerza cortante sísmica se trata igual al caso de pilotes de fricción, pudiendo cambiar las condiciones de frontera en la punta, si los pilotes se empotran en el estrato resistente.



σ_{oi} Esfuerzos Efectivos Iniciales
 σ_{oi} Esfuerzos Efectivos por la carga que toma el suelo
 σ_i Esfuerzos Efectivos Finales por la fricción positiva

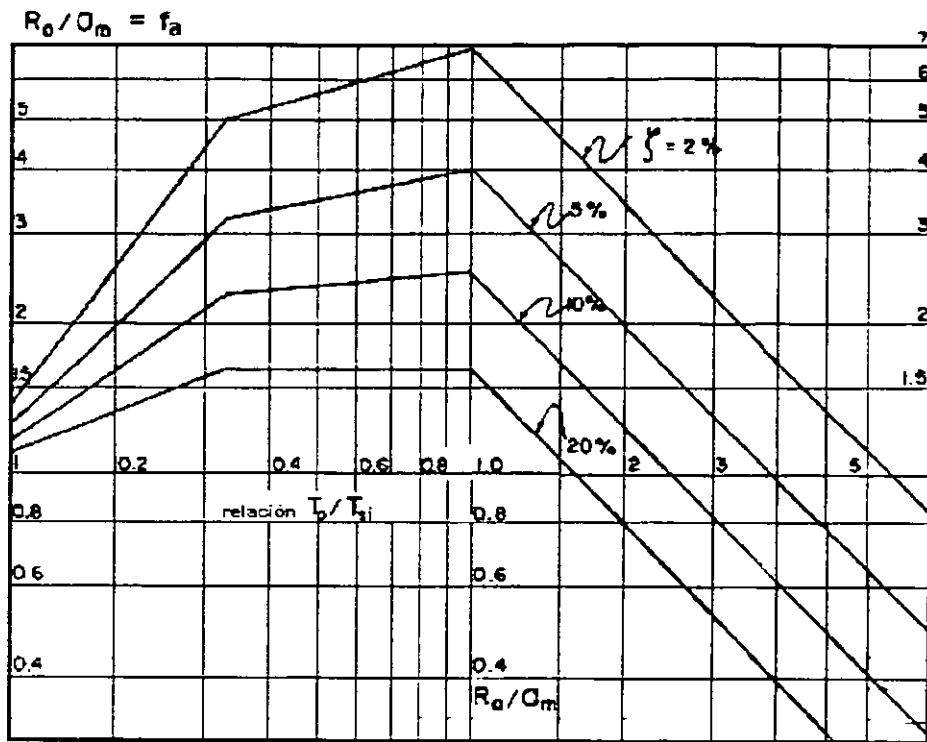
ESTRATO RESISTENTE

FIG. 1

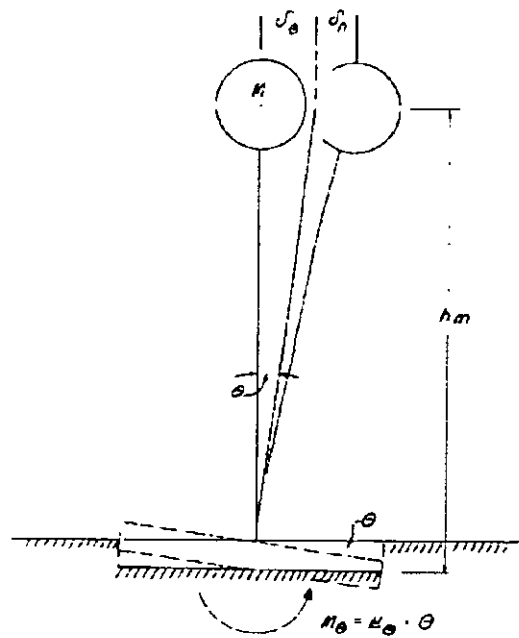


$$C_a = \frac{\sum \Delta l_i C_i}{\pi (2B)} \quad q_a = \frac{5.7 C_a}{FS} + \sigma_{od}$$

FIG. 2

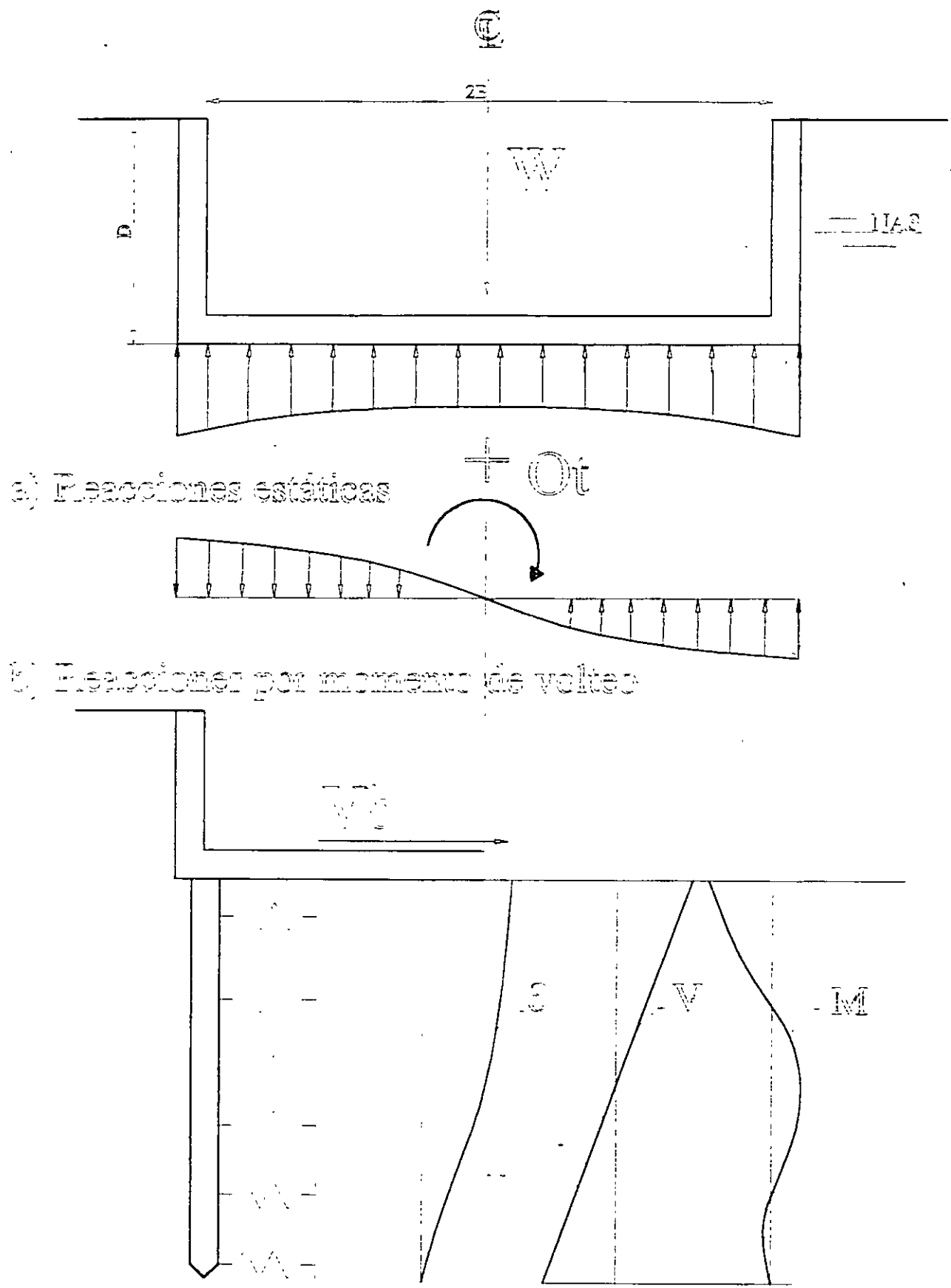


ESPECTRO ENVOLVENTE DE DISEÑO SISMICO



DEFORMACION DE LA ESTRUCTURA
Y DE LA CIMENTACION

FIG 3



c) Fuerzas en los pilotes por el cortante en la base FIG. 4

Suelo compresible

F_{1N}

$-C_{ci}$

CASO 1

$-C_{ci}$

C_{ci}

$Q_{e/E}$

Suelo de alta resistencia y baja compresibilidad

F_{1N}/e

C_{ci}

NAS

Suelo compresible

F_{1N}

$-C_{ci}$

CASO 2

$-C_{ci}$

C_{ci}

$Q_{e/E}$

Estrato Duro

F_{1N}/e

Suelo compresible

FIG. 5



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

ANALISIS DE DEFORMACIONES EN LOS SUELOS

**EXPOSITOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

Agustín Deméneghi Colina*
Héctor Sanginés García

3.1 Determinación de deformaciones en los suelos

3.1.1 Deformación de un suelo en el campo

Para ilustrar la forma de determinar las deformaciones del terreno de cimentación, consideremos un elemento de suelo que por peso propio está sometido al estado de esfuerzos mostrado en la fig 3.1a. Consideremos que este estado de esfuerzos se puede sustituir por una presión de confinamiento equivalente al esfuerzo normal en el plano octaédrico p_c , dada por el promedio de los tres esfuerzos normales

$$p_c = (1/3) (p_z + p_x + p_y) \quad (3.1)$$

Supongamos que las presiones horizontales p_x y p_y son iguales entre sí y proporcionales a la presión vertical p_z

$$p_x = p_y = K_0 p_z$$

donde K_0 es el coeficiente de presión en reposo del suelo. Sustituyendo en la ec 3.1

$$p_c = (1 + 2 K_0) p_z / 3 \quad (3.2)$$

La fig 3.1b muestra al elemento de suelo sometido a una presión de confinamiento equivalente p_c .

Supongamos ahora que se construye una cimentación y ésta ocasiona incrementos de esfuerzo normal σ_z , σ_x y σ_y en el elemento (fig 3.2). Estos incrementos de esfuerzo producen deformaciones verticales y horizontales en el elemento. En cimentaciones es usual que la deformación que interesa al ingeniero sea la deformación vertical δ_z del elemento. Existen varios métodos para determinar esta deformación; uno de ellos trata del empleo de la ley de Hooke, que consiste en lo siguiente

$$e_z = [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] / E \quad (3.3)$$

$$\delta_z = e_z H \quad (3.4)$$

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

donde ϵ_z = deformación unitaria del elemento
 E = módulo de elasticidad del material
 ν = relación de Poisson
 H = espesor del elemento

Los esfuerzos σ_z , σ_x y σ_y se pueden obtener con la teoría de Boussinesq, empleando las ecuaciones que se presentan en el inciso 3.4 de este capítulo.

3.1.2 Propiedades de deformación de los suelos

En los suelos ocurren diversos tipos de deformaciones: elástica, plástica, elastoplástica, viscosa, etc, por lo que el valor de E se tiene que tomar de acuerdo con el tipo de suelo y el fenómeno que se esté estudiando. Cabe aclarar que, dado que las relaciones esfuerzo-deformación en los suelos son no lineales, conviene con frecuencia trabajar con el módulo secante de deformación para determinar el valor de E correspondiente, utilizando niveles de esfuerzo lo más cercanos a la realidad.

A continuación veremos la forma de determinar los diferentes valores de E .

La determinación de las propiedades de deformación para el análisis de movimientos en una cimentación, se puede ilustrar considerando un elemento de suelo en una prueba de compresión triaxial, sometido al estado de esfuerzos que se muestra en la fig 3.3; consideremos adicionalmente que se trata de una arcilla saturada. Suponiendo que la probeta de suelo tiene un esfuerzo de confinamiento p_c y un esfuerzo desviador σ_r iniciales, primeramente se reduce el esfuerzo σ_r a cero (para representar la descarga por excavación, decremento de carga, etc), con lo que se obtiene el módulo de rebote elástico E_e del suelo (fig 3.4). A continuación, manteniendo aplicado el confinamiento p_c , se vuelve a aplicar el esfuerzo σ_r , con lo que se determina el módulo de recompresión E_{rc} (fig 3.4). Aplicando un esfuerzo de compresión σ_z se presentará un asentamiento adicional debido al incremento neto de carga $\sigma_n = \sigma_z - \sigma_r$, donde σ_z es el esfuerzo normal debido a la carga total de la estructura; a esta deformación se le puede denominar asentamiento por compresión; el módulo de deformación correspondiente será E_c (fig 3.4). Tenemos entonces tres módulos de deformación, a saber

$$E_e = \sigma_r / \epsilon_e$$

$$E_{rc} = \sigma_r / \epsilon_{rc}$$

$$E_c = \sigma_n / \epsilon_c$$

Dependiendo del tipo de deformación que se esté determinando, se emplea alguno de los módulos E_e , E_{rc} o E_c en la ley de Hooke de la e 3.3.

Finalmente, y dado que el suelo es una arcilla saturada, manteniendo el esfuerzo σ_z constante se presentará una deformación a largo plazo c_v (fig 3.4).

Vemos entonces que las propiedades de deformación para una cimentación se pueden determinar todas ellas en una prueba de compresión triaxial. Sin embargo, este tipo de ensaye resulta difícil de realizar en arcillas saturadas, debido fundamentalmente a que la deformación diferida c_v toma mucho tiempo en esta prueba; por esta razón, las deformaciones debidas al incremento neto de carga, entre las que se encuentra la deformación a largo plazo, se determinan a partir de los resultados de una prueba de consolidación. Además, se ha observado que los módulos E_c y E_{rc} se pueden obtener a partir de una prueba de compresión no confinada, debido a que el esfuerzo efectivo cambia poco al ser extraída una muestra de arcilla saturada del terreno natural, es decir, se hace la consideración de que el esfuerzo efectivo en una prueba de compresión no confinada es aproximadamente igual al esfuerzo efectivo de campo. Con el módulo E_c se obtiene la componente elástica de la deformación debida al incremento neto de carga. -

En resumen, la expansión por descarga y el asentamiento por recompresión se determinan con los módulos de rebote elástico y de recompresión, respectivamente, ambos obtenidos en una prueba de compresión no confinada. Con el módulo de compresión E_c se calcula la deformación instantánea debida al incremento neto de carga de la cimentación. La deformación diferida, ocasionada por el incremento neto de carga de la cimentación, se determina a partir de los resultados de una prueba de consolidación.

Las propiedades de deformación para la determinación de movimientos de la cimentación debidos a acciones sísmicas se obtienen a partir de ensayos de tipo dinámico, como el péndulo de torsión (Zeevaert 1973), la columna resonante (Jaime et al 1987), etc.

En suelos friccionantes se sigue un procedimiento similar al de las arcillas, con la diferencia de que el efecto de la presión confinamiento es mayor y que el efecto del tiempo es mucho menor en estos materiales. Para suelos granulares existen procedimientos que toman en cuenta en forma explícita el efecto del confinamiento y que la relación esfuerzo-deformación en ellos es de tipo no lineal; una de estas técnicas se presenta en el inciso 3.7 de este capítulo (Deméneghi 1989).

3.2 Deformaciones permisibles

Las deformaciones calculadas deben compararse con las deformaciones permisibles de una cimentación, las cuales deben determinarse para cada estructura en particular. Por ejemplo, el asentamiento total y los asentamientos diferenciales de una cimentación dependen de la

opinión de las siguientes personas involucradas en el diseño de la cimentación (Zeevaert 1991)

- a) Propietario del inmueble
- b) Inquilino
- c) Ingeniero estructurista
- d) Arquitecto
- e) Autoridad municipal
- f) Compañía de seguros
- g) Opinión pública

Por lo tanto, con el concurso de opinión de las personas mencionadas, se llegan a definir los movimientos permisibles de una cimentación.

Sin embargo, para que el lector se dé una idea de los asentamientos permisibles, y únicamente para fines de anteproyecto se presentan los valores de la tabla 3.1 (Sowers 1962).

3.3 Estados límite de servicio

Los reglamentos de construcción especifican los diferentes movimientos que se deben revisar en una cimentación, los cuales dependen de cada caso particular. Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones del Distrito Federal establecen que para una cimentación compensada se deben revisar los estados límite de servicio que se indican a continuación. Cabe aclarar que este criterio se puede aplicar en general a cimentaciones superficiales, profundas, etc, con las modalidades propias de cada cimentación.

a) Desplazamientos instantáneos del suelo de cimentación

Los desplazamientos instantáneos en suelos finos saturados se pueden calcular utilizando la ley de Hooke (ec 3.3), considerando que la deformación del suelo ocurre a volumen aproximadamente constante. Véase el ejemplo 6.1, donde se trata el cálculo de expansiones y asentamientos por recompresión, considerándolos como movimientos instantáneos.

Los suelos granulares, debido a su permeabilidad relativamente alta, experimentan movimientos instantáneos de magnitud alta comparados con los desplazamientos diferidos. La determinación de deformaciones en suelos granulares se puede ver en los ejemplos 3.1, 5.4 y 5.5.

b) Deformaciones transitorias y permanentes del terreno de cimentación

Las propiedades de deformación para la determinación de deformaciones transitorias de la cimentación debidas a acciones sísmicas se obtienen a partir de ensayos de tipo dinámico como el péndulo de torsión (Zeevaert 1973), la columna resonante (Jaime et al, 1987), etc.

En la obtención de las deformaciones permanentes de un suelo ocasionadas por un sismo, el fenómeno de la repetición de carga

importante; por lo tanto, deben determinarse, en muestras en el laboratorio, las deformaciones permanentes acumuladas por la repetición de cargas. En forma aproximada y únicamente para fines de anteproyecto, se pueden emplear las siguientes expresiones

$$\delta_{pN} = \delta_p (1 + a \log N) \quad (3.5)$$

donde δ_{pN} = deformación permanente debida a N repeticiones de carga .

δ_p = deformación permanente correspondiente a la primera aplicación de carga

N = número de repeticiones de carga

a = coeficiente que depende del tipo de suelo. Para suelos granulares $a \approx 0.25$

log = logaritmo decimal (base 10)

c) Asentamiento diferido debido al incremento neto de carga

Considerando que la presión efectiva en una arcilla saturada no cambia en forma importante por una excavación, el asentamiento a largo plazo se calcula entonces empleando el incremento neto de carga, el cual es el resultado de sustraer de la presión o carga total transmitida al suelo por una subestructura o un elemento de ella, la presión o carga total previamente existente en el suelo al nivel de desplante (RCDF 1976). Además, si el terreno de cimentación consiste en arcilla, el asentamiento debido a cedencia lateral de suelo es usualmente pequeño en comparación con el asentamiento total; por esta razón, aun el asentamiento de cimentaciones en estratos de gran espesor de arcilla puede ser evaluado por métodos basados en deformación unidimensional (Terzaghi y Peck 1967, art 41); es decir, para calcular los asentamientos diferidos únicamente hay que utilizar el esfuerzo normal vertical σ_v .

En el ejemplo 6.1 se presenta la valuación del asentamiento a largo plazo en una cimentación compensada. Cabe aclarar que si se desea obtener adicionalmente la evolución del hundimiento, se puede emplear la teoría de consolidación de Terzaghi-Zeevaert que considera adicionalmente la componente de deformación por viscosidad intergranular (consolidación secundaria); véase para esto Zeevaert (1985).

3.4 Incrementos de esfuerzo en la masa de suelo ocasionados por una carga repartida aplicada en la superficie

3.4.1 Carga uniforme

A continuación se presentan las expresiones para determinar los esfuerzos normales verticales bajo la esquina de un rectángulo sometido a una carga uniforme q aplicada en la superficie (fig 3.5).

Para σ_z (Damy 1985)

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x y z}{A} + \text{ang tan } \frac{x y}{z A} \right] \quad (3.6)$$

Para σ_x y σ_y (Dashkó y Kagán 1980)

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(x^2 + z^2) A} - \text{ang tan } \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan } y/x - \text{ang tan } \frac{y A}{x z} \right) \right] \quad (3.7)$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{x y z}{(y^2 + z^2) A} - \text{ang tan } \frac{z A}{x y} + (1 - 2\nu) \left(\text{ang tan } x/y - \text{ang tan } \frac{x A}{y z} \right) \right] \quad (3.8)$$

$$A = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2} \quad (3.9)$$

Los esfuerzos normales bajo el centro de un círculo cargado están dados por (Yoder 1967)

$$\sigma_z = q \left[1 - z^3 / (R^2 + z^2)^{3/2} \right] \quad (3.6')$$

$$\sigma_r = (q/2) \left[1 + 2\nu - 2(1+\nu) z / (R^2 + z^2)^{1/2} + z^3 / (R^2 + z^2)^{3/2} \right] \quad (3.7')$$

donde R es del radio del círculo.

3.4.2 Carga triangular

Cuando la carga que se aplica en la superficie es de tipo triangular (fig 3.6), se pueden utilizar las fórmulas de Hamilton Gray (Juárez Badillo y Rico 1980)

Bajo el punto A

$$\sigma_{zA} = \left[p L / (2\pi B) \right] \left(\frac{z \sqrt{L^2 + B^2 + z^2}}{L^2 + z^2} - \frac{z}{\sqrt{L^2 + z^2}} + \frac{B L}{\sqrt{B^2 L^2 + B^2 z^2 + L^2 z^2 + z^4}} \right) \quad (3.10)$$

Bajo el punto B

$$\sigma_{zB} = \left[p L / (2\pi B) \right] \left(\frac{z^3}{\sqrt{L^2 + z^2}} - \frac{z^3}{(B^2 + z^2) \sqrt{B^2 + L^2 + z^2}} \right) \quad (3.11')$$

donde L es la longitud de la carga triangular.

3.5 Cimientos sujetos a carga vertical y momento

3.5.1 Reacción del terreno trapecial

En numerosas ocasiones en la práctica un cimiento se ve sometido a carga vertical y momento. Por ejemplo, una columna le trasmite usualmente a una zapata aislada carga vertical y momento. El efecto de un sismo se traduce en fuerzas cortantes y momentos al nivel de cimentación; así, un edificio alto desplazado sobre una losa de apoyo o un cajón de cimentación, en una región sísmica trasmite al terreno de cimentación un fuerte momento de volteo, el cual ocasiona deformaciones en dicho terreno que pueden llegar a ser muy importantes. Por lo tanto, se hace necesario determinar las deformaciones del suelo ocasionadas por una fuerza vertical y un momento de volteo, tema que trataremos en este inciso.

Consideremos un cimiento sometido al sistema de cargas de la fig 3.7, y supongamos que la reacción del terreno es la suma de una reacción uniforme debida a la carga Q , y a una reacción debida al momento M . La reacción uniforme se obtiene del cociente Q/A , siendo A el área del cimiento, mientras que la reacción provocada por el momento se obtiene en forma aproximada utilizando la fórmula de la escuadria: $\Delta\sigma = (M/I) y$. Observamos que la reacción del suelo se calcula entonces con la siguiente expresión

$$\sigma = Q/A + (M/I) y$$

donde I = momento de inercia de la planta de la cimentación
 y = distancia del centroide del área de la cimentación a la fibra donde se este calculando el esfuerzo

En los puntos extremos A y B del cimiento los esfuerzos se calculan

$$\sigma_a = Q/A + (M/I) B/2 \quad (3.12)$$

$$\sigma_b = Q/A - (M/I) B/2 \quad (3.13)$$

Si el cimiento es rectangular de ancho B y longitud L

$$\sigma_a = Q / B L + 6 M / L B^2 \quad (3.14)$$

$$\sigma_b = Q / B L - 6 M / L B^2 \quad (3.15)$$

Por la tercera ley de Newton, la carga sobre el terreno es la de la fig 3.7, pero con sentido de arriba hacia abajo (fig 3.8).

Por lo tanto, para determinar las deformaciones del suelo provocadas por un cimiento con carga vertical y momento, es necesario determinar el estado de esfuerzo dentro de la masa de suelo ocasionado por la

carga de tipo trapecial de la fig 3.8.

Cuando solo se desea determinar el esfuerzo normal vertical en la masa de suelo, el problema se puede dividir en el de una carga rectangular σ_b y de una carga triangular σ_a' (fig 3.8). El esfuerzo normal ocasionado por la primera se calcula con la fórmula de Damy (ec 3.6), mientras que para la carga triangular se pueden emplear las fórmulas de Hamilton Gray (fig 3.7, ecs 3.10 y 3.11).

Cuando se requiere conocer además del esfuerzo normal vertical σ_z , los esfuerzos normales horizontales σ_x y σ_y , el problema se puede resolver dividiendo la carga trapecial en un número n de cargas uniformes como se ilustra en la fig 3.9. Los esfuerzos buscados se obtienen aplicando las ecs 3.6 a 3.9, para cada una de las cargas uniformes en las que se dividió la carga trapecial.

3.5.2 Reacción triangular

Cuando el momento de volteo es alto, puede ocurrir que se presenten en un extremo esfuerzos teóricos de tensión entre cimiento y terreno (fig 3.10). En la realidad la resistencia a la tensión entre estos dos materiales es prácticamente nula, por lo que no existe dicha zona de tensión. Por lo anterior, se requiere determinar la reacción del terreno ignorando esta zona de tensión.

Supongamos una reacción triangular como la indicada en la fig 3.11. Por equilibrio de fuerzas verticales

$$\sigma_a C / 2 = Q = \text{área del triángulo} \quad (3.16)$$

Tomando momentos con respecto a un eje que pasa por el punto A

$$\Sigma M_A = - Q C / 3 + Q B / 2 - M = 0$$

$$\therefore C = 1.5 B - 3 M / Q \quad (3.17)$$

$$\text{De la ec 3.16} \quad \sigma_a = 2 Q / C \quad (3.18)$$

En consecuencia, dado un cimiento en el que las cargas Q y M ocasionan esfuerzos teóricos de tensión en el contacto entre terreno y suelo, la reacción de este, suponiéndola triangular (fig 3.11), se obtiene utilizando la ec 3.17 para determinar la distancia C, y la ec 3.18 para obtener el esfuerzo σ_a .

Los esfuerzos en el interior del medio elástico, ocasionados por la carga triangular se hallan empleando las ecs 3.10 y 3.11 del inciso 3.4.2 anterior.

3.6 Fórmulas para deformaciones elásticas

Las deformaciones instantáneas en los suelos se pueden calcular de manera aproximada utilizando las expresiones que proporciona la teoría de la elasticidad.

3.6.1 Deformación vertical de un rectángulo cargado

El asentamiento de la superficie de un medio semiinfinito, homogéneo e isotrópico, bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniformemente repartida q , está dado por la fórmula de Schleicher (Terzaghi 1943)

$$\delta = [q(1-\nu^2)/(\pi E)] \left(L \ln \frac{B + \sqrt{E^2 + L^2}}{L} + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2}}{B} \right) \quad (3.19)$$

- donde B = ancho del rectángulo
- L = longitud del rectángulo
- E = módulo de elasticidad del medio
- ν = relación de Poisson del medio

Si el cimiento es cuadrado, la ec 3.19 se convierte en

$$\delta = \frac{2 q B (1 - \nu^2) \ln (1 + \sqrt{2})}{\pi E} \quad (3.19')$$

$$\delta = \frac{1.763 q B (1 - \nu^2)}{\pi E} \quad (3.19'')$$

La rigidez lineal vertical se define como el cociente de la carga vertical concentrada Q_v entre el asentamiento vertical que produce dicha carga. En un cimiento de planta cuadrada de ancho B , la rigidez lineal vertical está dada por

$$K_v = \frac{0.891 E B}{1 - \nu^2} \quad (3.19''')$$

(En la ec 3.19''' el asentamiento se calcula bajo el centro del cuadrado.)

Cuando el medio elástico tiene un espesor H , el asentamiento bajo la esquina de un rectángulo sometido a carga uniforme q está dado por la fórmula de Steinbrenner (Juárez Bañillo y Rico 1980)

$$\delta = [q(1-\nu^2)/\pi E] \left[L \ln \frac{(B + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{L^2 + H^2}}{L (B + A)} + B \ln \frac{(L + \sqrt{L^2 + B^2}) \sqrt{B^2 + H^2}}{B (L + A)} \right] + (q/2\pi E) (1-\nu-2\nu^2) H \operatorname{ang} \tan \frac{B}{A} \quad (3.20)$$

$$A = \sqrt{L^2 + B^2 + H^2} \quad (3.21)$$

Cuando existe un medio estratificado como el de la fig 3.12, formado por n estratos de propiedades elásticas E y ν , el asentamiento de la superficie se puede calcular utilizando la ley de Hooke para cada estrato:

$$\epsilon_z = (1/E) [\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (3.22)$$

donde σ_z , σ_x y σ_y son los esfuerzos normales vertical y horizontales ocasionados por la carga aplicada en la superficie del medio, y ϵ_z es la deformación unitaria del estrato. La deformación, en unidades de longitud, del estrato está dada por

$$\delta = \epsilon_z H \quad (3.23)$$

donde H es el espesor del estrato.

La deformación de la superficie será la suma de las deformaciones de cada estrato.

3.6.2 Circulo cargado

En un circulo de radio R sometido a carga uniforme q en su superficie, el asentamiento bajo el centro está dado por (Seevaert 1973)

$$\delta_v = \frac{\pi (1 - \nu^2) R q}{2 E} \quad (3.24)$$

El desplazamiento horizontal de un circulo sometido a una carga horizontal Q_h está dado por (Richart et al 1970)

$$\delta_h = \frac{(7 - 8 \nu) Q_h}{32 (1 - \nu) G R} \quad (3.25)$$

El giro del circulo ocasionado por un momento M vale (Richart et al 1970)

$$\theta = [3 (1 - \nu) M] / 8 G R^3 \quad (3.26)$$

en que $G = E / 2 (1 + \nu)$ (3.26)

Con las expresiones anteriores se pueden obtener las rigideces lineal y angular de un cimiento de planta circular. La rigidez lineal

vertical se define como la carga vertical entre el asentamiento que produce:

$$K_v = Q_v / \delta_v = 2 E R / (1 - \nu^2) \quad (3.27)$$

La rigidez lineal horizontal se define como la carga horizontal entre el desplazamiento horizontal que produce:

$$K_h = \frac{Q_h}{\delta_h} = \frac{32 (1 - \nu) G R}{7 - 8 \nu} \quad (3.28)$$

La rigidez angular o rigidez a la rotación se define como el cociente del momento entre el giro que produce:

$$K_r = M / \theta = 8 G R^3 / 3 (1 - \nu) \quad (3.29)$$

3.6.3 Giro de un rectángulo sometido a momento

El giro de un rectángulo sujeto a un momento M (fig 3.13) se puede calcular determinando la carga de tipo trapezoidal (ecs 3.14 y 3.15) o triangular (ecs 3.17 y 3.18) que actúa sobre el terreno. A continuación se divide la carga en un número n de cargas uniformes (fig 3.9) y se determinan los esfuerzos normales σ_z , σ_x y σ_y con las ecs 3.6 a 3.9, a la mitad de cada uno de los estratos del subsuelo. La deformación unitaria de cada estrato se obtiene aplicando la ley de Hooke (ec 3.22) y la deformación en unidades de longitud utilizando la ec 3.23. Esta operación se realiza bajo los puntos A y B de la fig 3.9, con lo que se determina, mediante la suma de las deformaciones de cada estrato, la deformación en la superficie. Con estos resultados se puede calcular el giro del rectángulo sometido a momento. En el ejemplo 6.1 se presenta una aplicación de este procedimiento.

En forma simplificada, se puede usar el siguiente artificio: se obtiene el momento de inercia del rectángulo I en el sentido que se está analizando, y se determina el radio equivalente a un círculo que tenga el mismo momento de inercia del rectángulo (Normas de Sismo 1987):

$$R = (4 I / \pi)^{1/4} \quad (3.29)$$

Con el radio equivalente R se emplea la ec 3.25 para determinar el giro de la cimentación de planta rectangular.

El criterio anterior es válido cuando la longitud del cimiento es similar al ancho del mismo. Para valores de la longitud mayores que

tres veces el ancho del cimiento, es conveniente usar la fórmula de Fröhlich para un cimiento continuo (de longitud infinita) de ancho B (Zeevaert 1973)

$$\theta = \text{ang tan} [16 (1 - \nu^2) \bar{M} / \pi E B^2] \quad (3.30)$$

donde \bar{M} es el momento por unidad de longitud del cimiento (t.m/m).

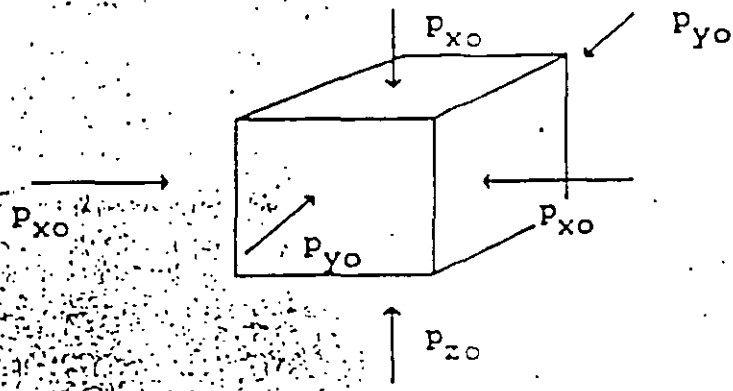
TABLA 3.1
ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

Asentamiento total permisible de la cimentación de una estructura, de tal forma que no se presente daño funcional en las siguientes instalaciones o elementos:

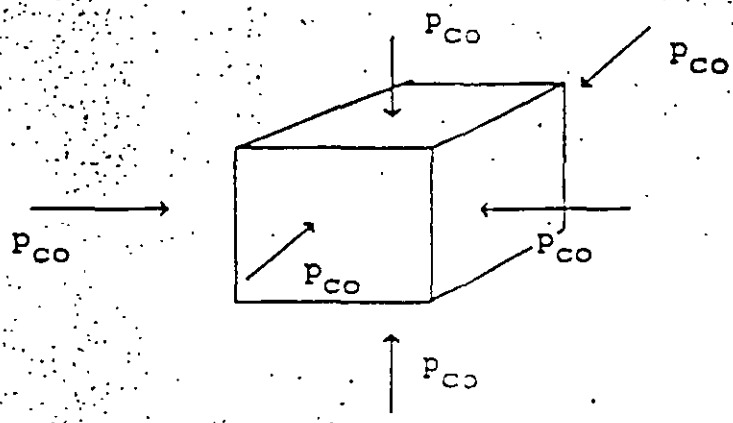
Obras de drenaje	15 a 30 cm
Accesos a la estructura	30 a 60 cm
Muros de mampostería	2.5 a 5 cm
Marcos estructurales de concreto o acero	5 a 10 cm
Losas o cajones de cimentación	7.5 a 30 cm

Los valores mayores son para asentamientos en terrenos de cimentación homogéneos y estructuras de buena calidad de construcción. Los valores menores son para asentamientos en terrenos de cimentación con estratigrafía errática y estructuras de regular calidad de construcción.

Tomado de Sowers (1962)



a) Estado de presión inicial



b) Presión de confinamiento equivalente

$$P_{co} = (1 + 2 K_o) P_{zo} / 3$$

FIG 3.1 PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EQUIVALENTE

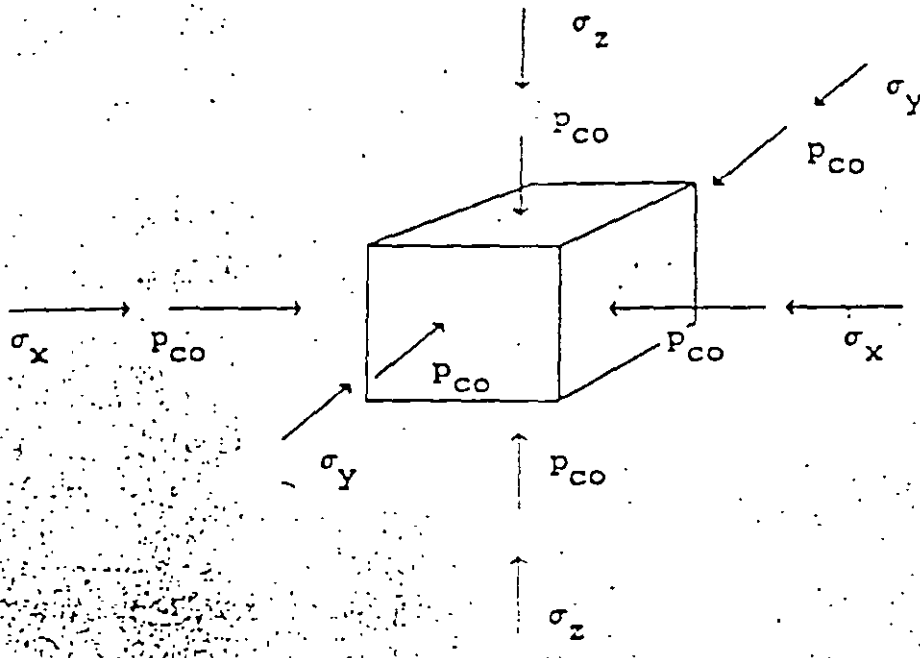


FIG 3.2 INCREMENTOS DE ESFUERZO σ_x , σ_x Y σ_y SOBRE EL ELEMENTO

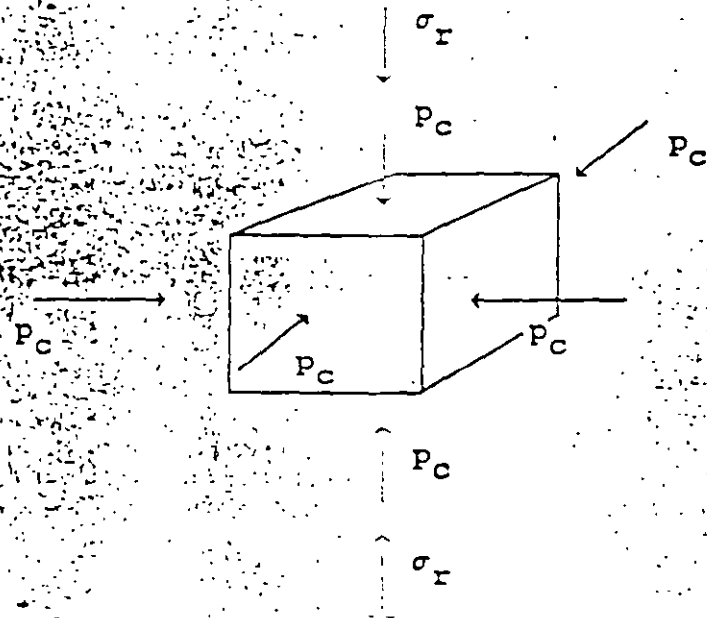


FIG 3.3 ELEMENTO DE SUELO EN UNA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

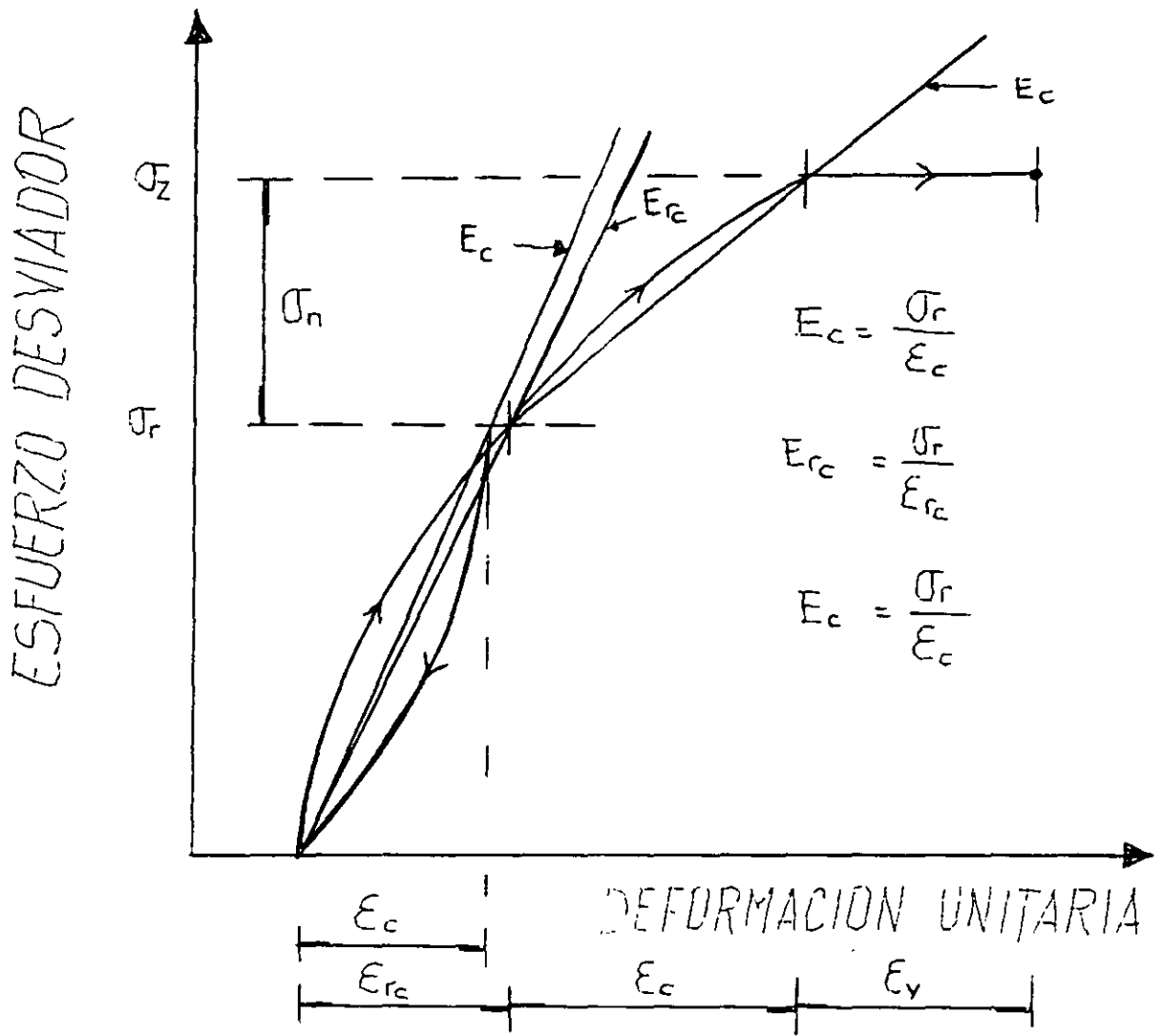


FIG. 5.4 DETERMINACION DE MODULOS DE DEFORMACION.

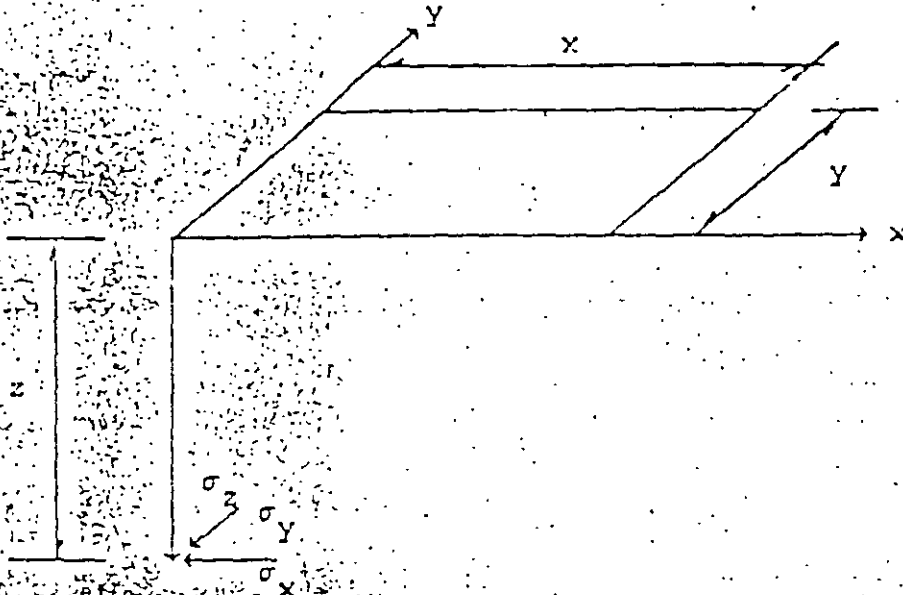


FIG 3.5 INCREMENTOS DE ESFUERZO NORMAL BAJO LA ESQUINA DE UN RECTÁNGULO CARGADO, EN UN MEDIO SEMIINFINITO

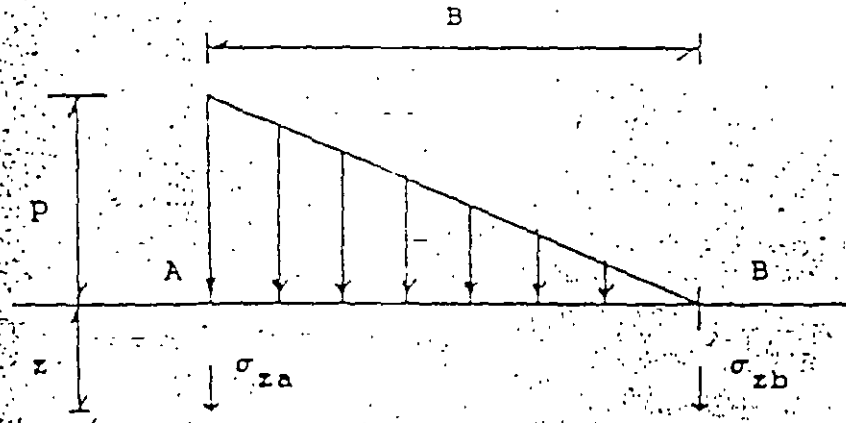


FIG 3.6 ESFUERZOS NORMALES OCASIONADOS POR UNA CARGA TRIANGULAR

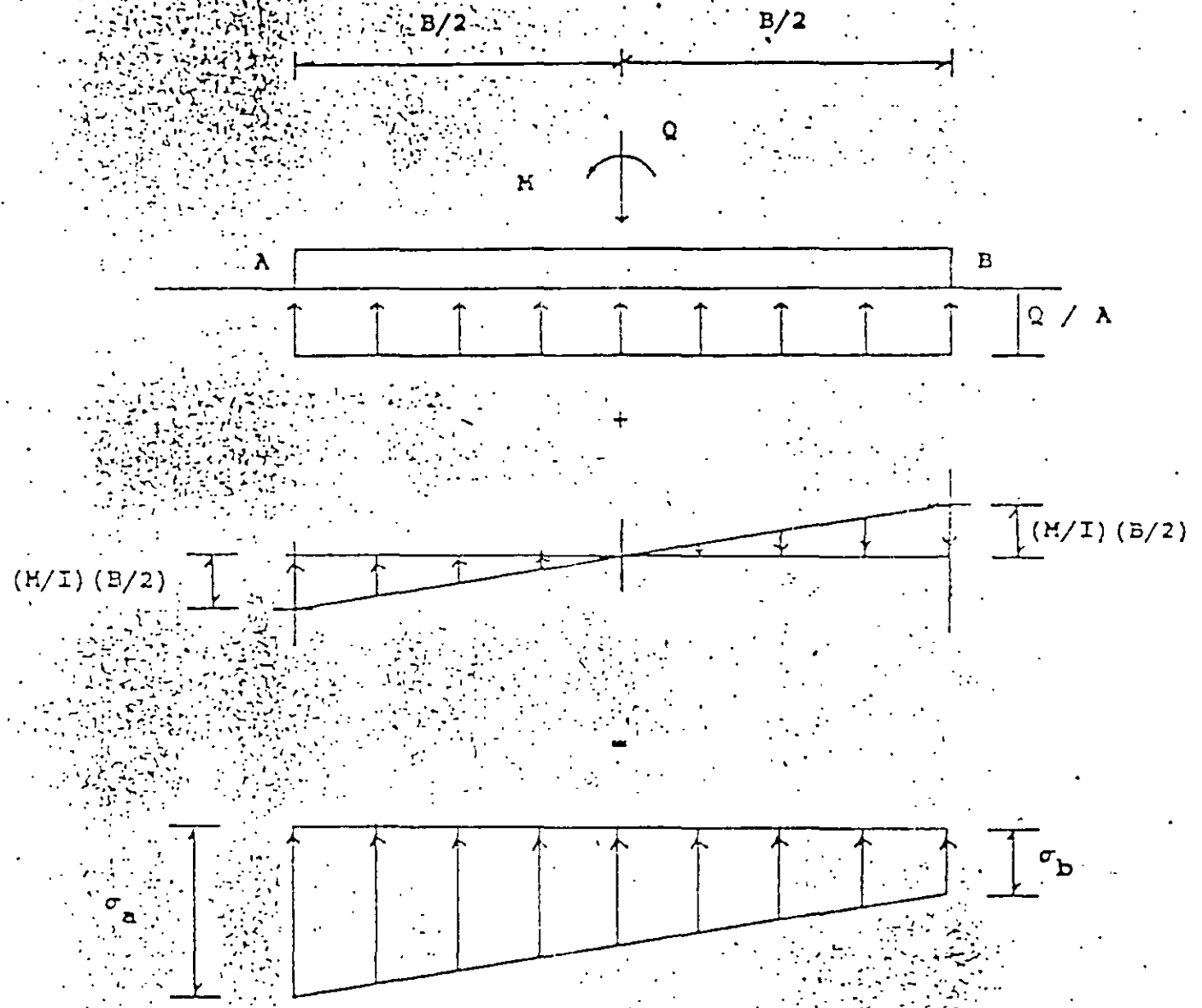


FIG 3.7 REACCIÓN DEL TERRENO. CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO

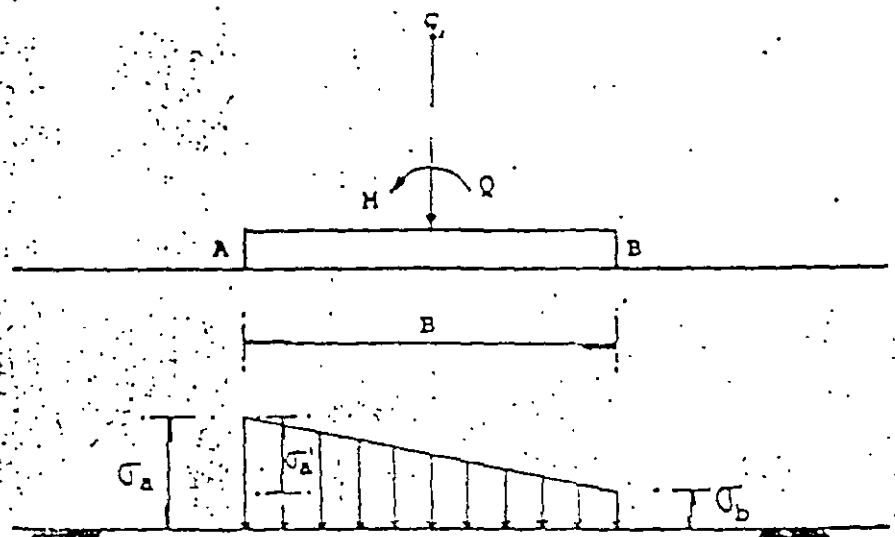


FIG. 3.8 CARGA TRAPEZIAL SOBRE EL TERRENO

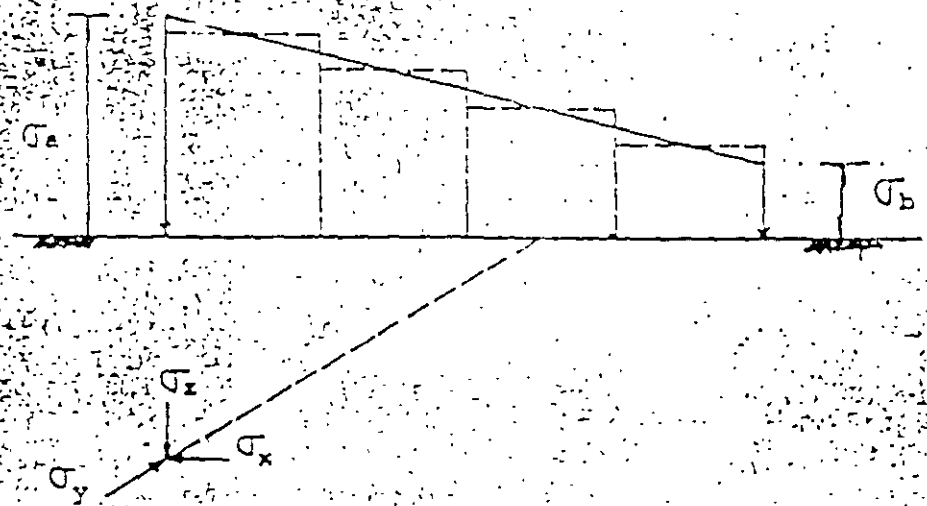


FIG. 3.9 CARGA TRAPEZIAL DIVIDIDA EN UN NUMERO n DE CARGAS UNIFORMES

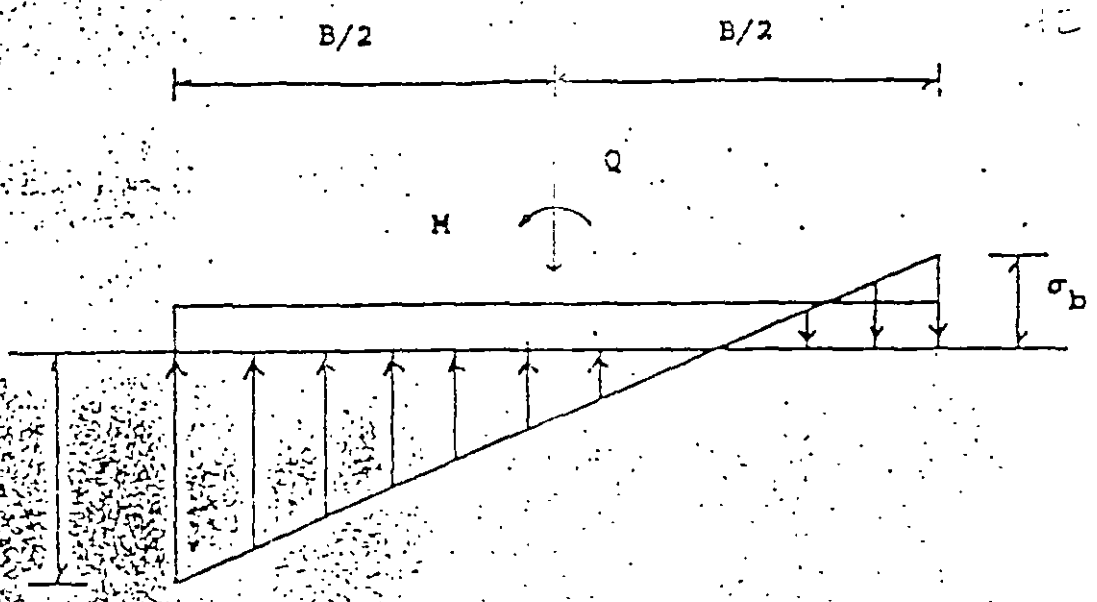


FIG 3.10 ESFUEROS TEÓRICOS DE TENSIÓN EN EL CONTACTO CIMIENTO-SUELO

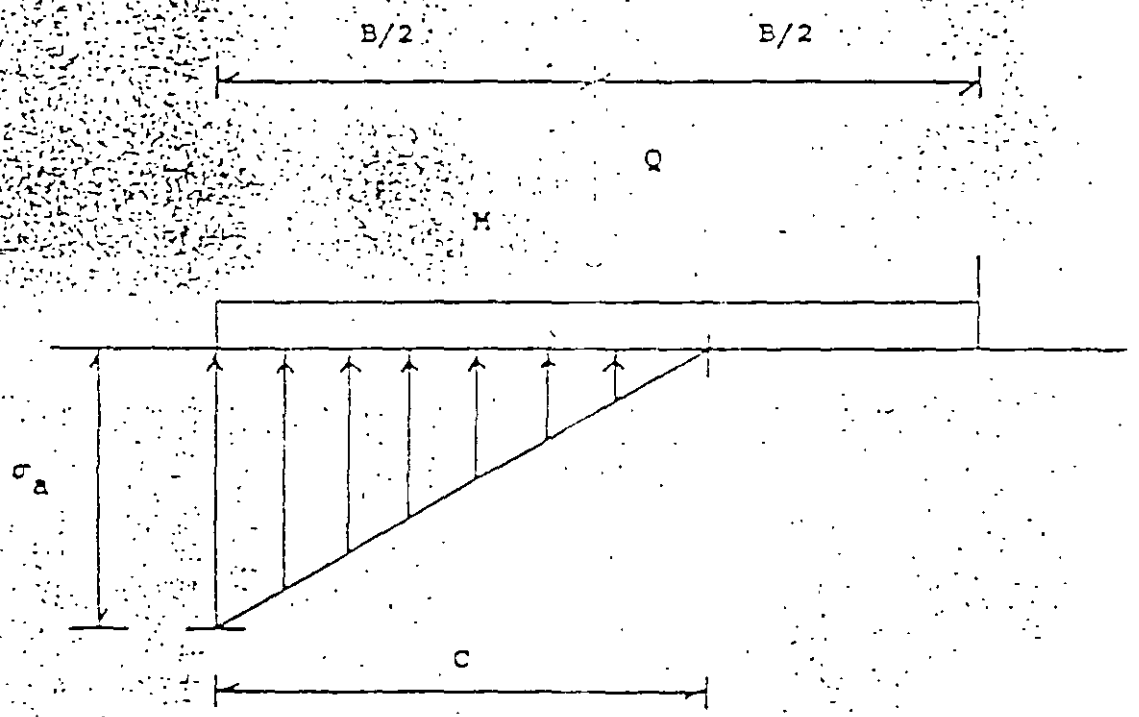


FIG 3.11 REACCIÓN DEL TERRENO TRIANGULAR

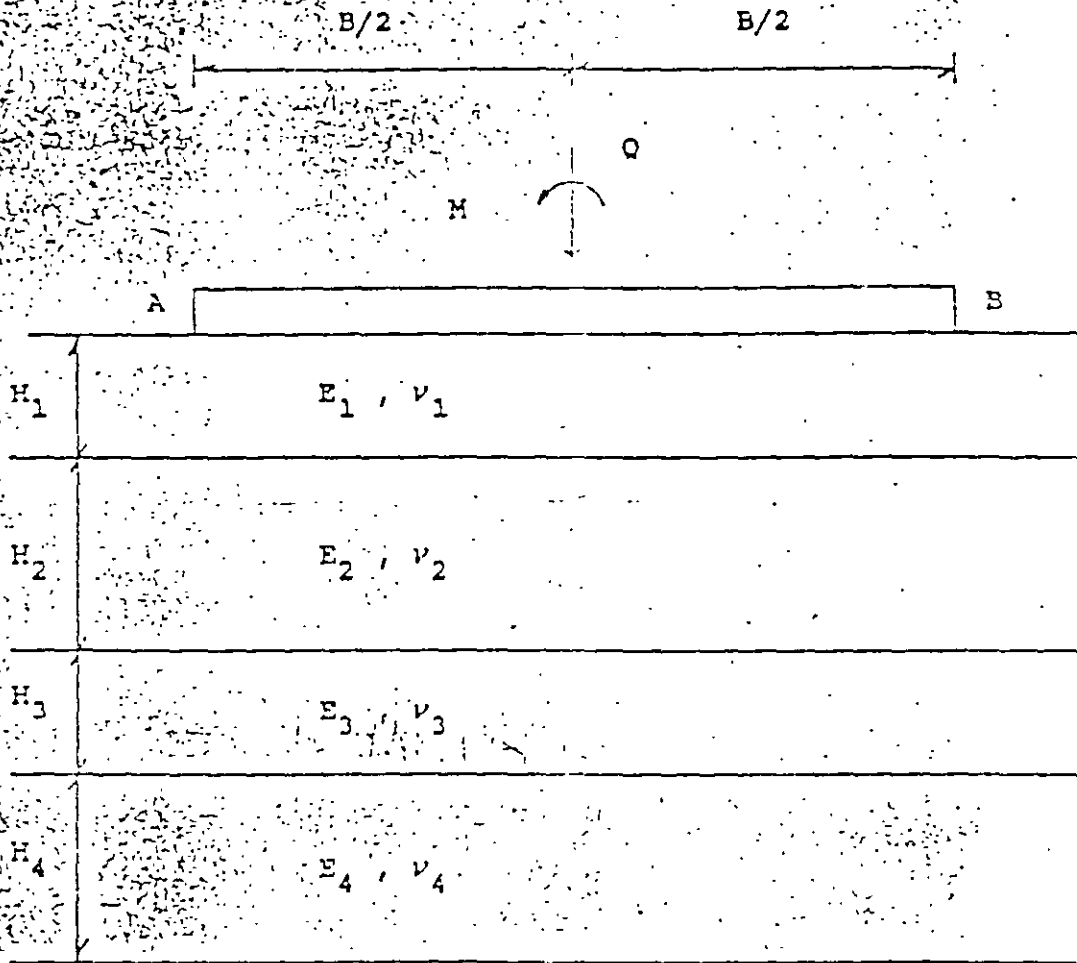


FIG 3.12 MEDIO ESTRATIFICADO

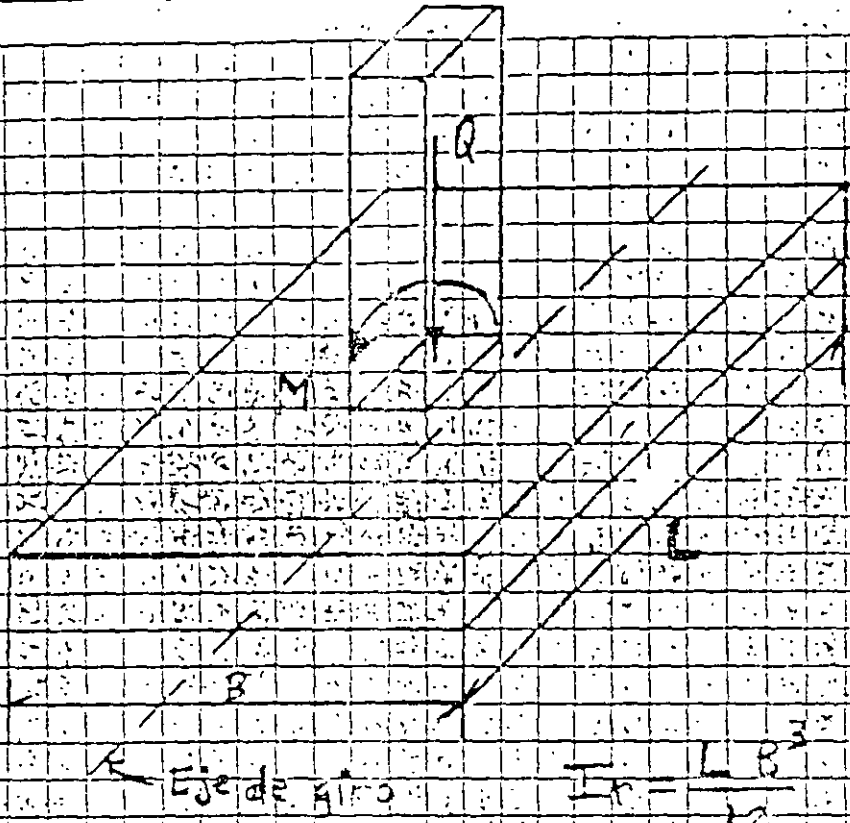


FIG. 3.15. GIRO DE UN RECTANGULO

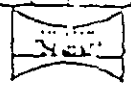


TABLA DE MEYERHOF (1956)

<u>Estado</u>	<u>Compacidad</u> <u>relativa, D_r</u>	<u>N</u>	<u>q_c</u> <u>kg/cm²</u>	<u>Ángulo de fricción</u> <u>interna, grados</u>
Muy suelto	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelto	0.2 - 0.4	4 - 10	20 - 40	30 - 35
Semicompacto	0.4 - 0.6	10 - 30	40 - 120	35 - 40
Compacto	0.6 - 0.8	30 - 50	120 - 200	40 - 45
Muy compacto	> 0.8	> 50	> 200	> 45

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar

q_c = resistencia de punta en el cono



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS
Y CIMENTACIONES**

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

APUNTES DE CIMENTACIONES INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Agustín Deméneghi Colina
Héctor Sanginés García

NOTA PRELIMINAR

La interacción suelo-estructura es aquella parte de la ingeniería que estudia las deformaciones del terreno de cimentación cuando éstas se ven afectadas por la presencia y rigidez de la propia estructura. La influencia de la estructura puede ser en condiciones estáticas, lo cual es tratado por la *interacción estática suelo-estructura*, o puede ser en condiciones dinámicas, lo cual cae en el campo de la *interacción dinámica suelo-estructura*.

INTERACCIÓN ESTÁTICA SUELO-ESTRUCTURA

Se conocen como métodos de interacción estática suelo-estructura aquellos procedimientos que para el cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación toman en cuenta la rigidez de la estructura. Todos estos métodos están basados en el principio de que en el contacto cimiento-terreno los desplazamientos tanto de la subestructura como los del terreno son iguales, es decir, existe compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

En términos generales, el procedimiento de cálculo para la interacción suelo-estructura consiste en tres pasos: (a) se calculan los desplazamientos de la subestructura, (b) se calculan los desplazamientos del terreno de cimentación, y (c) se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo.

Podemos distinguir dos clases de situaciones en relación con la interacción: (i) cuando los cimientos están suficientemente separados, de tal forma que la carga sobre un apoyo no ejerce influencia sobre los desplazamientos de los

apoyos vecinos (este fenómeno se presenta usualmente en zapatas aisladas), y (ii) cuando se trata de un cimiento continuo donde el desplazamiento de un punto de dicho cimiento está afectado por la carga repartida en toda la subestructura (es el caso de zapatas corridas o losas de cimentación)

Interacción suelo-zapatas aisladas

Definición de módulo de reacción

Para llevar a cabo la interacción suelo-zapatas aisladas, se hace uso del concepto de módulo de reacción o módulo de rigidez del terreno de cimentación, el cual se presenta en los siguientes párrafos.

Definamos el módulo de reacción o rigidez lineal vertical de un cimiento de la siguiente forma

$$K_v = Q_v / \delta_v \quad (1)$$

donde Q_v es la fuerza vertical aplicada al cimiento y δ_v es el asentamiento vertical ocasionado por Q_v .

Se define la rigidez lineal horizontal de un cimiento

$$K_h = Q_h / \delta_h \quad (2)$$

donde Q_h es la fuerza horizontal aplicada al cimiento y δ_h es el desplazamiento horizontal producido por Q_h .

Se define la rigidez a la rotación de un cimiento

$$K_r = M / \theta \quad (3)$$

donde M es el momento aplicado al cimiento y θ el ángulo —en radianes— producido por dicho momento.

Análisis de la interacción suelo-zapatas aisladas

Ilustremos la solución de la interacción suelo-zapatas aisladas con el marco de la fig 1 (ejemplo 1). La rigidez vertical del terreno de cimentación vale $K_v = 2331.96$ t/m, la rigidez horizontal $K_h = 1901.38$ t/m y la rigidez a la rotación $K_r = 1102.81$ t.m/rad.

Utilizaremos el método de rigideces para el análisis de la estructura (véase el anexo 1), en el que se debe cumplir

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (4)$$

donde

\underline{K} = matriz de rigidez de la estructura

$\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos

\underline{P}^e = vector de cargas de empotramiento

\underline{P}^c = vector de cargas concentradas

La formación de la matriz \underline{K} y de los vectores $\underline{\delta}$, \underline{P}^e y \underline{P}^c , para el marco de la fig 1, viene descrito en el anexo 1; como resultado de esto, en la fig 2 se exhiben los grados de libertad de la estructura, y en las tablas 1, 2 y 3 la matriz de rigidez \underline{K} , el vector de cargas de empotramiento \underline{P}^e y el vector de cargas concentradas \underline{P}^c de toda la estructura, respectivamente. (En la tabla 1 sólo incluimos los renglones de δ_1 , δ_3 , θ_5 , δ_7 , δ_9 y θ_{11} , porque, por simetría $\delta_2 = \delta_1$, $\delta_4 = -\delta_3$, $\theta_6 = -\theta_5$, $\delta_8 = \delta_7$, $\delta_{10} = -\delta_9$, $\theta_{12} = -\theta_{11}$.)

La rigidez del terreno de cimentación se puede incluir en el vector de cargas concentradas \underline{P}^c , de la siguiente forma: las fuerzas Q_v , Q_h y M se pueden obtener con las ecs 1 a 3

$$Q_v = K_v \delta_v \quad (5)$$

$$Q_h = K_h \delta_h \quad (6)$$

$$M = K_r \theta \quad (7)$$

En la fig 3 se muestran las reacciones del terreno en función de las rigideces del mismo y de los desplazamientos.

Usando las ecs 5 a 7 calculamos las fuerzas Q_{v1} , Q_{v2} , Q_{h3} , Q_{h4} , M_5 y M_6 :

$$\begin{aligned} Q_{v1} &= 2231.96 \delta_1, & Q_{v2} &= 2231.96 \delta_2 \\ Q_{h3} &= 1901.38 \delta_3, & Q_{h4} &= 1901.38 \delta_4 \\ M_5 &= 1102.81 \theta_5, & M_6 &= 1102.81 \theta_6 \end{aligned}$$

El vector de cargas concentradas queda

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 2231.96 \delta_1 \\ 2231.96 \delta_2 \\ 1901.38 \delta_3 \\ 1901.38 \delta_4 \\ 1102.81 \theta_5 \\ 1102.81 \theta_6 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

Reemplazando en la ec 4 los valores de \underline{K} (tabla 1), \underline{P}^e (tabla 2) y \underline{P}^c (ec 8), y resolviendo el sistema de ecuaciones, obtenemos

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.010291 \text{ m}, & \delta_3 &= 0.0055104 \text{ m} \\ \theta_5 &= 0.00049148, & \delta_7 &= 0.013289 \text{ m} \\ \delta_9 &= -0.000078886 \text{ m}, & \theta_{11} &= -0.0054707 \end{aligned}$$

Los elementos mecánicos en las barras de la estructura se calculan siguiendo el procedimiento indicado en el anexo 1. (Lo dejamos como ejercicio al lector.)

Las fuerzas en los apoyos se determinan con las ecs 5 a 7

$$\begin{aligned} Q_{v1} &= Q_{v2} = 2331.96(0.010291) = 23.998 \text{ t} \\ Q_{h3} &= 1901.38(0.0055104) = 10.477 \text{ t} \\ Q_{h4} &= 1901.38(-0.0055104) = -10.477 \text{ t} \\ M_5 &= 1102.81(0.00049148) = 0.542 \text{ t.m} \\ M_6 &= 1102.81(-0.00049148) = -0.542 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Resolvamos otro ejemplo, el de la fig 4 (ejemplo 2), despreciando los efectos de acortamiento de barras. En la fig 5 y en la tabla 4 se exhiben la numeración de barras y grados de libertad. Las matrices de rigidez y los vectores de cargas de

empotramiento se hallan con los valores del anexo 3 (marcos planos con barras ortogonales, sin considerar el acortamiento de barras).

Barra 1

Matriz de rigidez

θ_5	θ_7	δ_3	
1299.52	649.76	423.76	θ_5
649.76	1299.52	423.76	θ_7
423.76	423.76	184.24	δ_3

$$\underline{P}_1^e = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_7 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

Barra 2

Matriz de rigidez

θ_6	θ_8	δ_4	
1299.52	649.76	423.76	θ_6
649.76	1299.52	423.76	θ_8
423.76	423.76	184.24	δ_4

$$\underline{P}_2^e = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_6 \\ \theta_8 \\ \delta_4 \end{matrix}$$

Barra 3

Matriz de rigidez

θ_7	θ_8	δ_1	δ_2	
7970.4	3985.2	-1992.6	1992.6	θ_7
3985.2	7970.4	-1992.6	1992.6	θ_8
-1992.6	-1992.6	664.2	-664.2	δ_1
1992.6	1992.6	-664.2	664.2	δ_2

$$\underline{P}_3^e = \begin{bmatrix} -wL/2 \\ -wL/2 \\ wL^2/12 \\ -wL^2/12 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -4.62 \\ -4.62 \\ 4.62 \\ -4.62 \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de toda la estructura se exhiben en las tablas 5 y 6. (En la tabla 5 sólo incluimos los renglones de δ_1 , δ_3 , θ_5 y θ_7 , porque, por simetría $\delta_2 = \delta_1$, $\delta_4 = -\delta_3$, $\theta_6 = -\theta_5$, $\theta_8 = -\theta_7$.)

El vector $\underline{\delta}$ es

$$\underline{\delta} = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \\ \theta_5 \\ \theta_6 \\ \theta_7 \\ \theta_8 \end{bmatrix}$$

El vector de cargas concentradas vale (fig 4)

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} Q_{v1-1.2} \\ Q_{v2-1.2} \\ Q_{h3} \\ Q_{h4} \\ M_5 \\ M_6 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

La rigidez del terreno de cimentación la incluimos con las ecs 5 a 7 (obtenidas de las ecs 1 a 3)

$$Q_v = K_v \delta_v \quad (9)$$

$$Q_h = K_h \delta_h \quad (10)$$

$$M = K_r \theta \quad (11)$$

En la fig 6 se indican las reacciones del suelo en función de las rigideces y los desplazamientos

Sustituyendo valores

$$Q_{v1} = 2331.96 \delta_1, \quad Q_{v2} = 2331.96 \delta_2$$

$$Q_{h3} = 1901.38 \delta_3, \quad Q_{h4} = 1901.38 \delta_4$$

$$M_5 = 1102.81 \theta_5, \quad M_6 = 1102.81 \theta_6$$

El vector de cargas concentradas queda

$$\underline{\bar{P}}^c = \begin{bmatrix} 2331.96 \delta_1 - 1.2 \\ 2331.96 \delta_2 - 1.2 \\ 1901.38 \delta_3 \\ 1901.38 \delta_4 \\ 1102.81 \theta_5 \\ 1102.81 \theta_6 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Reemplazando en la ec 4

$$\begin{aligned} -4.62 - 1.2 + 2331.96 \delta_1 &= 0 & (\delta_1) \\ 184.24 \delta_3 + 423.76 \theta_5 + 423.76 \theta_7 + 1901.38 \delta_3 &= 0 & (\delta_3) \\ 423.76 \delta_3 + 1299.52 \theta_5 + 649.76 \theta_7 + 1102.81 \theta_5 &= 0 & (\theta_5) \\ 426.76 \delta_3 + 649.76 \theta_5 + 5284.72 \theta_7 + 4.62 &= 0 & (\theta_7) \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.0024958 \text{ m}, \delta_3 = 0.00014033 \text{ m} \\ \theta_5 &= 0.00022213, \theta_7 = -0.00091278 \end{aligned}$$

Para hallar los elementos mecánicos, se utiliza el procedimiento indicado en el anexo 1. (Lo dejamos como ejercicio al lector)

Las fuerzas en los apoyos se determinan con las ecs 5 a 7

$$\begin{aligned} Q_{v1} = Q_{v2} &= 2331.96(0.0024958) = 5.82 \text{ t} \\ Q_{h3} &= 1901.38(0.00014033) = 0.267 \text{ t} \\ Q_{h4} &= 1901.38(-0.00014033) = -0.267 \text{ t} \\ M_5 &= 1102.81(0.00022213) = 0.245 \text{ t.m} \\ M_6 &= 1102.81(-0.00022213) = -0.245 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Determinación de los módulos de reacción del suelo

La determinación de las rigideces K_v , K_h y K_r se lleva a cabo usando su definición dada por las ecs 1 a 3. Por ejemplo, el módulo K_v se obtiene aplicando a la zapata una carga vertical Q_v y calculando el asentamiento que produce dicha carga.

Dado el carácter no lineal de los suelos, es necesario que tanto la carga sobre el cimiento, como sus dimensiones, sean lo más cercano posible a sus magnitudes definitivas en la estructura, pues de otro modo la determinación de las rigideces será sólo aproximada.

Ejemplo

Determinar la rigidez lineal vertical K_v de la zapata de la fig E-1, utilizando para ello la fórmula de Burland y Burbridge. El subsuelo está formado por una arena normalmente cargada, $N = 15$ golpes.

Solución

El asentamiento en milímetros de la zapata está dado por (Burland y Burbridge, 1985):

$$\begin{aligned} \delta &= q_n B^{0.7} I_c \\ I_c &= 1.17/N^{1.4} \end{aligned}$$

q_n = incremento neto de presión, en kPa
 B = ancho de la cimentación, en metros

Sustituyendo valores

$$\begin{aligned} q_n &= 26/1.7(2) = 7.647 \text{ t/m}^2 = 74.995 \text{ kPa} \\ I_c &= 0.0264 \\ B &= 1.7 \text{ m} \\ \delta &= 2.870 \text{ mm} = 0.00287 \text{ m} \\ \text{El módulo } K_v &\text{ vale (ec 1)} \\ K_v &= 26/0.00287 = 9059.2 \text{ t/m} \end{aligned}$$

La teoría de la elasticidad proporciona los siguientes valores de los módulos de reacción, para un cimiento somero de planta circular

$$K_v = 2ER/(1-\nu^2) \quad (12)$$

$$K_h = 32(1-\nu)GR/(7-8\nu) \quad (13)$$

$$K_r = 8GR^3/3(1-\nu) \quad (14)$$

Estas fórmulas se pueden usar en zapatas rectangulares cuando $B < L < 2.5B$, mediante el siguiente artificio:

Sea $A = BL$ el área del cimiento rectangular,

$$R = \sqrt{A/\pi} \quad (15)$$

Para calcular K_v y K_h usamos las ecs 12 y 13 con R obtenida de la ec 15

Sea I = momento de inercia del cimiento alrededor del eje que se desea calcular K_r

$$R = \sqrt[4]{4I/\pi} \quad (16)$$

K_r se computa con la ec 14, con R obtenida de la ec 16.

Por lo ya señalado antes, los cálculos de los módulos de reacción con las ecs 12 a 14 son sólo aproximados, pues el comportamiento real de los suelos es no lineal

Otra forma aproximada de obtener los módulos de reacción es mediante la realización de pruebas de placa (Zeevaert, 1973). Sea k_v el módulo de rigidez unitario, definido como

$$k_v = Q_v/\delta_v A \quad (17)$$

Siendo A = área del cimiento.

Si \bar{k}_v es el módulo de rigidez vertical determinado con una prueba de placa de un pie de

lado, se puede emplear la siguiente fórmula (Terzaghi, 1955)

$$k_v = k_{s1} [(B+0.3)/2B]^2 \quad (18)$$

donde B es el ancho de la zapata en metros. En el caso de arcillas

$$k_v = k_{s1} [(n+0.5)/1.5n] \quad (19)$$

donde $n = L/B$, siendo L la longitud del cimient.

La tabla 7 contiene valores propuestos por Terzaghi (1955) para k_{s1} . Cabe destacar que las ecs 18 y 19 se deben usar con precaución, pues sólo son aproximadamente válidas cuando el suelo es isotrópico hasta una profundidad bajo el desplante del cimiento igual al ancho del mismo (Zeevaert, 1973). Por lo mismo, dichas ecuaciones no son aplicables a suelos estratificados.

Interacción suelo-cimiento continuo

Sea un cimiento totalmente flexible con carga uniforme apoyado en un suelo cohesivo totalmente saturado. El asentamiento a largo plazo toma la forma indicada en la fig 7a, el diagrama de reacción del terreno en este caso es igual al de la carga, es decir, la reacción es uniforme. Si dicho cimiento se apoya sobre un suelo friccionante, el asentamiento se distribuye como se indica en la fig 7b; por ser el cimiento totalmente flexible, la reacción del suelo es también uniforme.

Sea ahora una placa de una rigidez infinita apoyada en una arcilla totalmente saturada (fig 8a). El hundimiento es uniforme, pero el diagrama de reacción a largo plazo toma la forma indicada en la fig 8a. Si la placa se apoya sobre un suelo friccionante, el diagrama de reacción toma la forma de la fig 8b.

Vemos entonces que los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno dependen de la clase de suelo y de la rigidez de la estructura. Un cimiento real puede quedar entre los dos casos extremos señalados, pues su rigidez no necesariamente es nula o infinita. En los siguientes incisos veremos cómo se realiza la interacción suelo-estructura para estructuras de cimentación de rigidez finita.

Interacción suelo-zapata corrida

Consideremos un marco estructural con una cimentación a base de una zapata corrida (fig 9a), en el cual se trata de obtener los diagramas de asentamientos y de reacciones del terreno de cimentación (fig 9. b y c).

Comencemos con el diagrama de reacciones. En el caso general, la forma del diagrama es diferente de una reacción uniforme (fig 9b). Sustituyamos la curva de reacción del terreno por una serie de reacciones uniformes r_1, r_2, \dots, r_n (fig 10a); el análisis estructural lo llevamos a cabo utilizando el método de rigideces, considerando las reacciones r_i como incógnitas. A continuación, aplicando la tercera ley de Newton, aplicamos las cargas r_i sobre el terreno (fig 10b), y obtenemos los hundimientos de éste en función de las r_i , empleando el método de Chamecki (1956). El problema de la interacción se resuelve estableciendo la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, es decir, si el suelo está en contacto con la estructura de cimentación, las deformaciones de ambos medios deben ser iguales.

a) Análisis estructural

El análisis estructural lo realizamos empleando el método de rigideces. La matriz de rigidez, el vector de cargas de empotramiento y el vector de cargas concentradas se obtienen como se indica en el anexo 1.

En una barra de cimentación (fig 11), el vector de cargas de empotramiento para el sistema local vale

$$(P_m^*)' = \begin{bmatrix} wL^2/12 - (11/192) L^2 r_r - (5/192) L^2 r_s & \theta_p' \\ -wL^2/12 + (5/192) L^2 r_r + (11/192) L^2 r_s & \theta_s' \\ -wL/2 + (13/32) L r_r + (3/32) L r_s & \delta_r' \\ -wL/2 + (3/32) L r_r + (13/32) L r_s & \delta_s' \\ 0 & \delta_r' \\ 0 & \delta_s' \\ 0 & \theta_p' \\ 0 & \theta_s' \end{bmatrix}$$

En el sistema global, dado que $\alpha = \beta = 0$, el vector de cargas de empotramiento queda (anexo 1)

$$\underline{P}_n^* = \begin{bmatrix} wL^2/12 - (11/192) L^2 r_r - (5/192) L^2 r_s & \theta_o \\ -wL^2/12 + (5/192) L^2 r_r + (11/192) L^2 r_s & \theta_o \\ -wL/2 + (13/32) L r_r + (3/32) L r_s & \delta_r \\ -wL/2 + (3/32) L r_r + (13/32) L r_s & \delta_s \\ 0 & \delta_o \\ 0 & \delta_o \\ 0 & \theta_s \\ 0 & \theta_s \end{bmatrix} \quad (20)$$

b) Cálculo de deformaciones del suelo

Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton (Deméneghi, 1996). Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: consideremos una reacción r_k actuando en la superficie (fig 12); la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$, donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor H_j , debida a la carga r_k vale

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zj}) H_j \sigma_{zjk}$$

pero

$$\sigma_{zjk} = I_{zijk} r_k d_k / a_k \quad (21)$$

donde I_{zijk} es el valor de influencia vertical, el cual es igual al esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert, 1973).

E_{zj} es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que se presenta, en el punto ij

Sustituyendo

$$\delta_{ijk} = (1/E_{zj}) H_j I_{zijk} r_k d_k / a_k.$$

La deformación del estrato j , debida a todas las cargas vale

$$\delta_{ij} = (1/E_{zj}) H_j \sum_{k=1}^{nr} I_{zijk} r_k d_k / a_k,$$

donde nr = número total de cargas r_k .

Si consideramos además una deformación previa δ_{oi} , el asentamiento bajo el punto i vale

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (1/E_{zj}) H_j \sum_{k=1}^{nr} I_{zijk} r_k d_k / a_k \quad (22)$$

donde ne = número total de estratos.

En la ec 22, los hundimientos del terreno quedan en función de las cargas r_k .

Cabe aclarar que, aunque aparentemente el procedimiento es unidimensional, en la práctica se pueden tomar en cuenta, en la estimación de E_{zj} tanto los incrementos de esfuerzo horizontal como el efecto de la presión de confinamiento en la rigidez del suelo, así como el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria es no lineal. En efecto, E_{zj} está dado por

$$E_{zj} = \sigma_{zj} / \epsilon_{zj} \quad (23)$$

Siendo σ_{zj} el esfuerzo normal vertical en el punto ij (a la mitad del estrato j), y ϵ_{zj} la deformación lineal unitaria vertical del estrato j . ϵ_{zj} se puede calcular usando una teoría no lineal o una teoría lineal.

Los esfuerzos normales vertical y horizontales se obtienen aplicando la ec 21 para todas las cargas r_k , es decir

$$\sigma_{zij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{zijk} r_k d_k / a_k \quad (24)$$

$$\sigma_{xij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{xijk} r_k d_k / a_k \quad (25)$$

$$\sigma_{yij} = \sum_{k=1}^{nr} I_{yijk} r_k d_k / a_k \quad (26)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

En esta etapa se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo de cimentación, lo que equivale a considerar que tanto los desplazamientos de la estructura como los del terreno son iguales, es decir, que el suelo no se despegue de la estructura (Deméneghi, 1996).

Comportamiento no lineal

Ilustraremos la forma de realizar el análisis de interacción no lineal suelo-zapata corrida con el cimiento de la fig 13 (ejemplo 3). Para el cálculo de las deformaciones del suelo usar el método

no lineal del anexo 1 del capítulo 2, con las propiedades indicadas en la tabla 8.

a) Análisis estructural

El análisis estructural se lleva a cabo empleando el método de rigideces, descrito en el anexo 1. En la fig 14 se muestran los grados de libertad y en la fig 15 el sistema de cargas sobre la estructura. Las matrices de rigidez se obtienen con los valores del anexo 3, dado que se trata de barras horizontales. Los vectores de cargas de empotramiento se calculan con la ec 20.

Matriz de rigidez Barra 1

θ_4	θ_5	δ_1	δ_2	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	θ_4
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	θ_5
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	δ_1
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	δ_2

Matriz de rigidez Barra 2

θ_5	θ_6	δ_2	δ_3	
72927.375	36463.688	-34184.707	34184.707	θ_5
36463.688	72927.375	-34184.707	34184.707	θ_6
-34184.707	-34184.707	21365.442	-21365.442	δ_2
34184.707	34184.707	-21365.442	21365.442	δ_3

Vector de cargas de empotramiento. Barra 1

$$\underline{P}_1^e = \begin{bmatrix} 3.15733 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 \\ -3.15733 + 0.26667r_1 + 0.58667r_2 \\ -5.92 + 1.3r_1 + 0.3r_2 \\ -5.92 + 0.3r_1 + 1.3r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

Vector de cargas de empotramiento. Barra 2

$$\underline{P}_2^e = \begin{bmatrix} 3.15733 - 0.58667r_2 - 0.26667r_3 \\ -3.15733 + 0.26667r_2 + 0.58667r_3 \\ -5.92 + 1.3r_2 + 0.3r_3 \\ -5.92 + 0.3r_2 + 1.3r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez de toda la estructura (tabla 9) es la suma de las matrices de rigidez de cada una de las barras. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es la suma de los vectores de carga de empotramiento de cada una de las barras, el cual vale

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -5.92 + 1.3r_1 + 0.3r_2 \\ -11.84 + 0.6r_1 + 2.6r_2 \\ 3.15733 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_4 \end{matrix}$$

(Sólo se muestran los renglones correspondientes a δ_1 , δ_2 y θ_4 porque, por simetría $\delta_3 = \delta_1$, $\theta_6 = -\theta_4$ y $\theta_5 = 0$).

El vector de cargas concentradas vale

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

La condición de equilibrio de cargas en los nudos de la estructura conduce a la siguiente expresión (anexo 1)

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

Sustituyendo valores

$$(\delta_1): 21365.442\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 + 1.3r_1 + 0.3r_2 - 5.92 - 35 = 0 \quad (27)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + 42730.884\delta_2 + 68369.414\theta_4 + 0.6r_1 + 2.6r_2 - 11.84 - 50 = 0 \quad (28)$$

$$(\theta_4) -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4 - 0.58667r_1 - 0.26667r_2 + 3.15733 = 0 \quad (29)$$

b) Cálculo de asentamientos

Haremos el asentamiento bajo el punto 1 (fig 16a). Haciendo $i = 1$ en la ec 21

$$\delta_1 = (1/E_{211})H_1(l_{2111}r_1d_1/a_1 + l_{2112}r_2d_2/a_2 + l_{2113}r_3d_3/a_3) + (1/E_{212})H_2(l_{2121}r_1d_1/a_1 + l_{2122}r_2d_2/a_2 + l_{2123}r_3d_3/a_3) \quad (30)$$

Los módulos de deformación E_{211} y E_{212} están dados por (ec 23)

$$E_{211} = \sigma_{211}/\epsilon_{211} \quad (31)$$

$$E_{212} = \sigma_{212}/\epsilon_{212} \quad (32)$$

Las deformaciones unitarias ϵ_{211} y ϵ_{212} las obtendremos usando el procedimiento no lineal expuesto en el anexo 1 del cap 2, con las siguientes expresiones:

Deformación por cambio de forma

$$\varepsilon_{cf} = 1 - \exp \left\{ - \frac{p_a^{s-2}}{A_{cf}} \left(\frac{f}{c} \right) \left[- \frac{1}{(s-2)(p_{ce} + c \sigma_z)^{s-2}} + \frac{p_{ce}}{(s-1)((p_{ce} + c \sigma_z)^{s-1})} + \frac{1}{(s-2)(s-1)p_{ce}^{s-2}} \right] \right\} \quad (33)$$

$$p_{ce} = b_3 p_t + p_{co} \quad (34)$$

$$f = 1 - v [(\sigma_x + \sigma_y)/\sigma_z] \quad (35)$$

$$c = b_1 + b_2 [(\sigma_x + \sigma_y)/\sigma_z] \quad (36)$$

$$b_1 = b_2 = 1/3$$

Deformación por cambio de volumen

$$\varepsilon_{cv} = 1 - \exp \left\{ - \frac{f [(p_{ve} + \sigma_z)^{1-s} - p_{ve}^{1-s}]}{A_{cv} p_a^{1-s} (1-s)} \right\} \quad (37)$$

$$p_{ve} = b_3 p_t + p_{vo} \quad (38)$$

Ilustremos la aplicación del procedimiento calculando el módulo E_{z11} . Los esfuerzos σ_{z11} , σ_{x11} y σ_{y11} se obtienen con las ecs 24 a 26.

$$\sigma_{z11} = I_{z111} r_1 d_1/a_1 + I_{z112} r_2 d_2/a_2 + I_{z113} r_3 d_3/a_3 \quad (39)$$

$$\sigma_{x11} = I_{x111} r_1 d_1/a_1 + I_{x112} r_2 d_2/a_2 + I_{x113} r_3 d_3/a_3 \quad (40)$$

$$\sigma_{y11} = I_{y111} r_1 d_1/a_1 + I_{y112} r_2 d_2/a_2 + I_{y113} r_3 d_3/a_3 \quad (41)$$

Obtenemos como ejemplo los valores de influencia I_{z111} , I_{x111} e I_{y111} . Se coloca una presión unitana $q = 1 \text{ t/m}^2$ en el área a_1 (fig 16) y se computan los esfuerzos normales σ_z , σ_x y σ_y debidos a esta carga, a la mitad del estrato 1. Obtenemos

$$\sigma_z = I_{z111} = 0.4868711 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_x = I_{x111} = 0.227869 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_y = I_{y111} = 0.2098534 \text{ t/m}^2$$

Los demás valores de influencia se determinan en forma similar. En la tabla 10 se presentan sus magnitudes.

Sustituyendo en la ec 39

$$\sigma_{z11} = 0.4868711 r_1 (1.6)/1.6(2) + 0.001743138 r_2 (3.2)/3.2(2)$$

$$+ 0.00001886487 r_3 (1.6)/1.6(2)$$

$$\sigma_{z11} = 0.24343555 r_1 + 0.000871569 r_2 + 0.000009432435 r_3 \quad (42)$$

En forma análoga se obtienen σ_{x11} y σ_{y11}

$$\sigma_{x11} = 0.1139345 r_1 + 0.00665339 r_2 + 0.00131314 r_3 \quad (43)$$

$$\sigma_{y11} = 0.1049267 r_1 + 0.017307215 r_2 + 0.002810045 r_3 \quad (44)$$

Para el inicio de los cálculos consideramos una reacción uniforme

$$r_1 = r_2 = r_3 = [35(2)+50]/6.4 + 3.7 = 22.45 \text{ t/m}$$

Reemplazando en las ecs 42 a 44

$$\sigma_{z11} = 5.4849 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{x11} = 2.7367 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y11} = 2.8072 \text{ t/m}^2.$$

A continuación calculamos las deformaciones por cambio de forma y por cambio de volumen.

Cambio de forma (ecs 33 a 36)

$$p_{ce} = 0.9914 \text{ t/m}^2$$

$v = 0.5$ (se considera que la deformación por cambio de forma ocurre a volumen constante)

$$f = 0.4946, c = 0.6703$$

$$\varepsilon_{cf} = 0.00075907$$

Cambio de volumen (ecs 37 y 38)

$$p_{ve} = 1.62 \text{ t/m}^2$$

$$\varepsilon_{cv} = 0.001028$$

$$\varepsilon_{z11} = \varepsilon_{cf} + \varepsilon_{cv} = 0.00178703$$

Sustituyendo valores en la ec 31

$$E_{z11} = 5.4849/0.00178703 = 3069.334 \text{ t/m}^2$$

En forma similar se obtiene

$$E_{z12} = 3293.065 \text{ t/m}^2$$

Reemplazando en la ec 30, y considerando que por simetría $r_1 = r_3$

$$\delta_1 = 0.00013151 r_1 + 0.0000099976 r_2 \quad (45)$$

De manera similar obtenemos

$$\delta_2 = 0.000021166 r_1 + 0.00027335 r_2 \quad (46)$$

c) Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo equivale a resolver el sistema formado por las ecuaciones 27, 28, 29, 45 y 46. Obtenemos

$$\delta_1 = 0.0044939 \text{ m}, \delta_2 = 0.0038785 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.00055543$$

$$r_1 = 33.289 \text{ t/m}, r_2 = 11.611 \text{ t/m}$$

Con los nuevos valores de $r_1 = r_3$ (por simetría) y r_2 se repite el proceso hasta que éstos ya no cambien en dos iteraciones sucesivas. Esto se logra en la iteración 6, en la que se obtiene

$$\begin{aligned}\delta_1 &= 0.0046612 \text{ m}, \quad \delta_2 = 0.0037665 \text{ m} \\ \theta_4 &= 0.00067864 \\ r_1 &= 31.534 \text{ t/m}, \quad r_2 = 13.366 \text{ t/m}\end{aligned}$$

Comportamiento lineal

En forma aproximada, se puede resolver la interacción considerando que la deformación bajo el punto i de un estrato de suelo de espesor H_j está dada por

$$\delta_{ij} = H_j/E_{ij} [\sigma_{z_{ij}} - \nu(\sigma_{x_{ij}} + \sigma_{y_{ij}})] \quad (47)$$

donde E_{ij} es el módulo de deformación del suelo y ν su relación de Poisson.

Sustituyendo las ecs 24 a 26 en la ec 47

$$\delta_{ij} = H_j/E_{ij} \sum_{k=1}^{nr} [l_{z_{ijk}} - \nu(l_{x_{ijk}} + l_{y_{ijk}})] r_k d_k/a_k$$

Sea

$$l_{ijk} = l_{z_{ijk}} - \nu(l_{x_{ijk}} + l_{y_{ijk}}) \quad (48)$$

$$\delta_{ij} = H_j/E_{ij} \sum_{k=1}^{nr} l_{ijk} r_k d_k/a_k$$

Tomando en cuenta todos los estratos de subsuelo, y una posible deformación previa δ_{oi} , la deformación del punto i es

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{ne} (H_j/E_{ij}) \sum_{k=1}^{nr} l_{ijk} r_k d_k/a_k \quad (49)$$

Ilustremos el desarrollo del procedimiento lineal con la zapata de la fig 15 (ejemplo 4).

El análisis estructural es similar al del ejemplo 3 del método no lineal.

En el suelo, desarrollamos la ec 49 para $i = 1$:

$$\delta_1 = (H_1/E_{11}) (l_{111}r_1d_1/a_1 + l_{112}r_2d_2/a_2 + l_{113}r_3d_3/a_3) + (H_{12}/E_{12}) (l_{121}r_1d_1/a_1 + l_{122}r_2d_2/a_2 + l_{123}r_3d_3/a_3)$$

En la tabla 10 se muestran los valores de influencia para este problema. Sustituyendo valores

$$\begin{aligned}\delta_1 &= (0.8/500)[(0.194828/2)r_1 - (0.02614844/2)r_2 \\ &\quad - (0.00174077/2)r_3] + (1.6)/(560)[(0.23528931/2)r_1 \\ &\quad - (0.00780255/2)r_2 - (0.00481864/2)r_3]\end{aligned}$$

Tomando en cuenta que $r_1 = r_3$

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.000009772 r_2 \quad (50)$$

En forma análoga se obtiene

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.000983398 r_2 \quad (51)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 27, 28, 29, 50 y 51

$$\begin{aligned}\delta_1 &= 0.014511 \text{ m}, \quad \delta_2 = 0.013419 \text{ m} \\ \theta_4 &= 0.00076565 \\ r_1 &= 30.294 \text{ t/m}, \quad r_2 = 14.606 \text{ t/m}\end{aligned}$$

[Nota: Es importante que los módulos de deformación E_{ij} se determinen considerando el efecto de la presión de confinamiento en el terreno, el hecho de que la curva esfuerzo-deformación unitaria de los suelos es no lineal, así como la posible variación con el tiempo de las propiedades mecánicas.]

Interacción estructura-suelo plástico parcialmente saturado

En un suelo plástico parcialmente saturado, además de los asentamientos producidos por las cargas de una estructura, se presentan deformaciones debidas a cambios de humedad en el suelo. Un ejemplo de esta clase de fenómeno lo constituyen las arcillas expansivas, que sufren fuertes cambios volumétricos al variar su humedad natural.

Para ilustrar el fenómeno anterior, consideremos el cimiento de la fig 18 (ejemplo 5). La aplicación de la ec 4

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0$$

conduce al siguiente sistema de ecuaciones

$$(\delta_1): 10939.1\delta_1 - 10939.1\delta_2 - 21878.12\theta_4 + 1.625r_1 + 0.375r_2 - 7.4 - 35 = 0 \quad (52)$$

$$(\delta_2): -21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 43756.4\theta_4 + 0.75r_1 + 3.25r_2 - 14.8 - 50 = 0 \quad (53)$$

$$(\theta_4): -21878.2\delta_1 + 21878.2\delta_2 + 58341.9\theta_4 - 0.91667r_1 - 0.41667r_2 + 4.9333 = 0 \quad (54)$$

Supongamos que con las consideraciones hechas en los incisos anteriores, se hallan las siguientes deformaciones del suelo en función de las cargas (matriz de flexibilidades del suelo)

$$\delta_1 = 0.000817668 r_1 + 0.0000349723 r_2 \quad (55)$$

$$\delta_2 = 0.0000634471 r_1 + 0.00163405 r_2 \quad (56)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 52 a 56 obtenemos

$$\delta_1 = 0.021759 \text{ m}, \delta_2 = 0.020075 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.0010381$$

$$r_1 = 26.129 \text{ t/m}, r_2 = 11.271 \text{ t/m}$$

Supongamos que por un aumento de humedad en el suelo, en campo libre la arcilla sufre una expansión de 3 cm en los puntos 1 y 3, y de 5 cm en el punto 2 (fig 16). Aplicando la ec 49 en las ecs 55 y 56 obtenemos

$$\delta_1 = -0.03 + 0.000817668r_1 + 0.0000349723r_2 \quad (57)$$

$$\delta_2 = -0.05 + 0.0000634471r_1 + 0.00163405r_2 \quad (58)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones 52, 53, 54, 57 y 58

$$\delta_1 = -0.013950 \text{ m}, \delta_2 = -0.018469 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.0020384$$

$$r_1 = 18.835 \text{ t/m}, r_2 = 18.565 \text{ t/m}$$

Nótese el cambio notable en las reacciones del suelo por las expansiones de la arcilla.

Método iterativo

La interacción suelo-estructura se puede resolver mediante un método iterativo. Esto tiene aplicación en la práctica cuando se dispone de un paquete o un programa de computadora que sustituye al terreno de cimentación por "resortes", que representan el módulo de reacción de dicho terreno. Dado que no se conoce a priori la "constante del resorte", pues depende del diagrama de reacción del suelo, que es lo que justamente se está buscando, se tiene que recurrir a un procedimiento iterativo (Chamecki, 1956), que consiste en suponer valores iniciales de las "constantes de los resortes", y con ellas computar por una parte las deformaciones de la

estructura, y por otra las deformaciones del suelo; la diferencia entre deformaciones de estructura y suelo permite ajustar la "constante del resorte"; el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y terreno.

El método se usa de la siguiente forma:

- En el terreno se entra con las cargas r_i y se determinan las deformaciones δ_i con la matriz de flexibilidades del suelo (se puede iniciar con la reacción uniforme); los módulos de reacción (o "constantes de los resortes") se obtienen

$$K_{vi} = r_i d_i / \delta_i \quad (59)$$

- En la estructura se entra con las K_{vi} y se calculan las deformaciones; las reacciones r_i por unidad de longitud (en t/m) se obtienen

$$r_i = K_{vi} \delta_i / d_i \quad (60)$$

donde d_i es la longitud en que actúa r_i .

Con estos valores de r_i se entra nuevamente al suelo (inciso a), y el proceso se repite hasta que coinciden las deformaciones de estructura y suelo.

Ilustremos el proceso anterior con la zapata de la fig 19. De acuerdo con la ec 4

$$K \delta + P^e + P^c = 0$$

Las reacciones del terreno se pueden incorporar en el vector de cargas concentradas P^c (fig 19). Obtenemos el siguiente sistema de ecuaciones,

$$(\delta_1): (21365.442 + K_{v1})\delta_1 - 21365.442\delta_2 - 34184.707\theta_4 - 5.92 - 35 = 0 \quad (61)$$

$$(\delta_2): -42730.884\delta_1 + (42730.884 + K_{v2})\delta_2 + 68369.414\theta_4 - 11.84 - 50 = 0 \quad (62)$$

$$(\theta_4): -34184.707\delta_1 + 34184.707\delta_2 + 72927.375\theta_4 + 3.15733 = 0 \quad (63)$$

En el terreno de cimentación habíamos obtenido la siguiente matriz de flexibilidades (ecs 50 y 51)

$$\delta_1 = 0.000483712 r_1 - 0.000009772 r_2 \quad (64)$$

$$\delta_2 = -0.000031436 r_1 + 0.00098398 r_2 \quad (65)$$

Las iteraciones se realizan de la siguiente forma

1ra iteración

Iniciamos el proceso considerando una reacción uniforme $r_1 = r_2 = r_3 = 22.45 \text{ t/m}$

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.010640	0.021383	3375.955	3359.425

Estructura. Con los K_{vi} anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.013771	0.015091	29.057	15.843

2da iteración

Terreno de cimentación. Con los r_i anteriores y aplicando las ecs 64, 65 y 59

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.013900	0.014676	3344.594	3454.510

Estructura. Con los K_{vi} anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.013747	0.014972	28.737	16.163

3ra iteración

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.013743	0.015000	3345.769	3447.955

Estructura. Con los K_{vi} anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.013752	0.014982	28.757	16.143

4ta iteración

Terreno de cimentación. Aplicando las ecs 64, 65 y 59

δ_1	δ_2	K_{v1}	K_{v2}
m	m	t/m	t/m
0.013752	0.014981	3345.696	3448.347

Estructura. Con los K_{vi} anteriores, y aplicando las ecs 61, 62, 63 y 60

δ_1	δ_2	r_1	r_2
m	m	t/m	t/m
0.013752	0.014982	28.756	16.144

Apreciamos que en la 4ta iteración las deformaciones de suelo y estructura prácticamente coinciden.

REFERENCIAS

Burland, J B y Burbridge, M C. "Settlement of foundations on sand and gravel", Proc Inst Civil Eng, part I: 1325-1381, 1985

Chamecki, S, "Structural rigidity in calculating settlements", Jour Soil Mech Found Div, Proc ASCE, Vol 88, N° SM1, 1956

Deméneghi, A, "Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras", XVIII Reunión Nal Mec Suelos, Vol 1: 303-310, Morelia, Soc Mex Mec Suelos, 1996

Sowers, G F, "Shallow foundations", cap 6 de Foundation Engineerig. ed por G A Leonards, McGraw-Hill, 1962

Terzaghi, K, "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", Géotechnique, V, 1955

Zeevaert, L, *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Van Nostrand Reinhold, 1973

(Acise, Acisef3, Isezc24, Isezc3, Isezc31, Isezc32)

TABLA 1 MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 1)												
Delta 1	Delta 2	Delta 3	Delta 4	Theta 5	Theta 6	Delta 7	Delta 8	Delta 9	Delta 10	Theta 11	Theta 12	
31913.82	0	12719.58	0	-114.832	0	-31913.8	0	-12719.5	0	-114.832	0	Delta 1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Delta 2
12719.58	0	5202.665	0	287.082	0	-12719.5	0	-5202.66	0	287.082	0	Delta 3
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Delta 4
-114.832	0	287.082	0	1110.049	0	114.833	0	-287.082	0	555.025	0	Theta 5
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Theta 6
-31913.82	0	-12719.5	0	114.833	0	32578.02	-664.2	12719.58	0	-1877.77	-1992.6	Delta 7
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Delta 8
-12719.5	0	-5202.665	0	-287.081	0	12719.58	0	71622.66	-66420	-287.08	0	Delta 9
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Delta 10
-114.832	0	287.082	0	555.025	0	-1877.77	1992.6	-287.08	0	9080.45	3985.2	Theta 11
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	Theta 12
---	---	---	---	---	---	-1992.6	1877.77	0	-287.08	3985.2	9080.45	

TABLA 2 VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO (EJEMPLO 1)		TABLA 3 VECTOR DE CARGAS CONCENTRADAS (EJEMPLO 1)	
0	Delta 1	Qv1	Delta 1
0	Delta 2	Qv2	Delta 2
0	Delta 3	Qh3	Delta 3
0	Delta 4	Qh4	Delta 4
0	Theta 5	M5	Theta 5
0	Theta 6	M6	Theta 6
-24	Delta 7	0	Delta 7
-24	Delta 8	0	Delta 8
0	Delta 9	0	Delta 9
0	Delta 10	0	Delta 10
24	Theta 11	0	Theta 11
-24	Theta 12	0	Theta 12

(Acise)

TABLA 4
NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO 2)

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	δ_u	α
						grados
1	θ_5	θ_7	δ_1	δ_1	δ_3	90
2	θ_6	θ_8	δ_2	δ_2	δ_4	90
3	θ_7	θ_8	δ_1	δ_2	-	0

TABLA 5
MATRIZ DE RIGIDEZ DE TODA LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 2)

δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	θ_5	θ_6	θ_7	θ_8	
664.2	-664.2	0	0	0	0	-1992.6	-1992.6	δ_1
---	---	---	---	---	---	---	---	δ_2
0	0	184.24	0	423.76	0	423.76	0	δ_3
---	---	---	---	---	---	---	---	δ_4
0	0	423.76	0	1299.52	0	649.76	0	θ_5
---	---	---	---	---	---	---	---	θ_6
-1992.6	1992.6	423.76	0	649.76	0	9269.92	3985.2	θ_7
---	---	---	---	---	---	---	---	θ_8

TABLA 6
VECTOR DE CARGAS DE EMPOTRAMIENTO
DE TODA LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 2)

-4.62	δ_1
-4.62	δ_2
0	δ_3
0	δ_4
0	θ_5
0	θ_6
4.62	θ_7
-4.62	θ_8

TABLA 8
PROPIEDADES DE DEFORMACIÓN. EJEMPLO 3

Estrato	A_{cf}	s_{cf}	A_{cv}	s_{cv}	v	K_o	$\gamma, t/m^3$
1	360	1.69	733	0.705	0.295	0.418	1.8
2	480	1.67	879	0.715	0.295	0.418	1.8

(Acise, Acisef3, lsezc24, lsezc3, lsezc31, lsezc32)

TABLA 9					
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 3)					
Delta 1	Delta 2	Delta 3	Theta 4	Theta 6	
21365.442	-21365.442	0	-34184.707	0	Delta 1
-21365.442	42730.884	-21365.442	34184.707	-34184.707	Delta 2
-34184.707	34184.707	0	72927.375	0	Theta 4
TABLA 10					
VALORES DE INFLUENCIA (EJEMPLO 3)					
RELACION DE POISSON = 0.295					
Punto	Izijk	Ixijk	Iyijk		
1.1.1	0.4868711	0.227869	0.2098534		
1.1.2	0.00174314	0.01330678	0.03461443		
1.1.3	1.8865E-05	0.00262627	0.00566201		
1.2.1	0.2791369	0.03057748	0.00698428		
1.2.2	0.0402185	0.06823199	0.00918785		
1.2.3	0.000992	0.00672907	0.00316839		
2.1.1	0.00163603	0.0152252	0.02429731		
2.1.2	0.9737421	0.455738	0.4197068		
2.1.3	0.001636	0.01522519	0.02429731		
2.2.1	0.03557754	0.04996888	0.00492169		
2.2.2	0.5582739	0.06115496	0.01396855		
2.2.3	0.03557754	0.04996888	0.00492169		
3.1.1	1.8865E-05	0.00262627	0.00566202		
3.1.2	0.00174314	0.01330677	0.03461443		
3.1.3	0.4868711	0.227869	0.2098534		
3.2.1	0.000992	0.00672907	0.00316839		
3.2.2	0.0402185	0.06823199	0.00918784		
3.2.3	0.2791369	0.03057749	0.00698429		
(Aceise)					

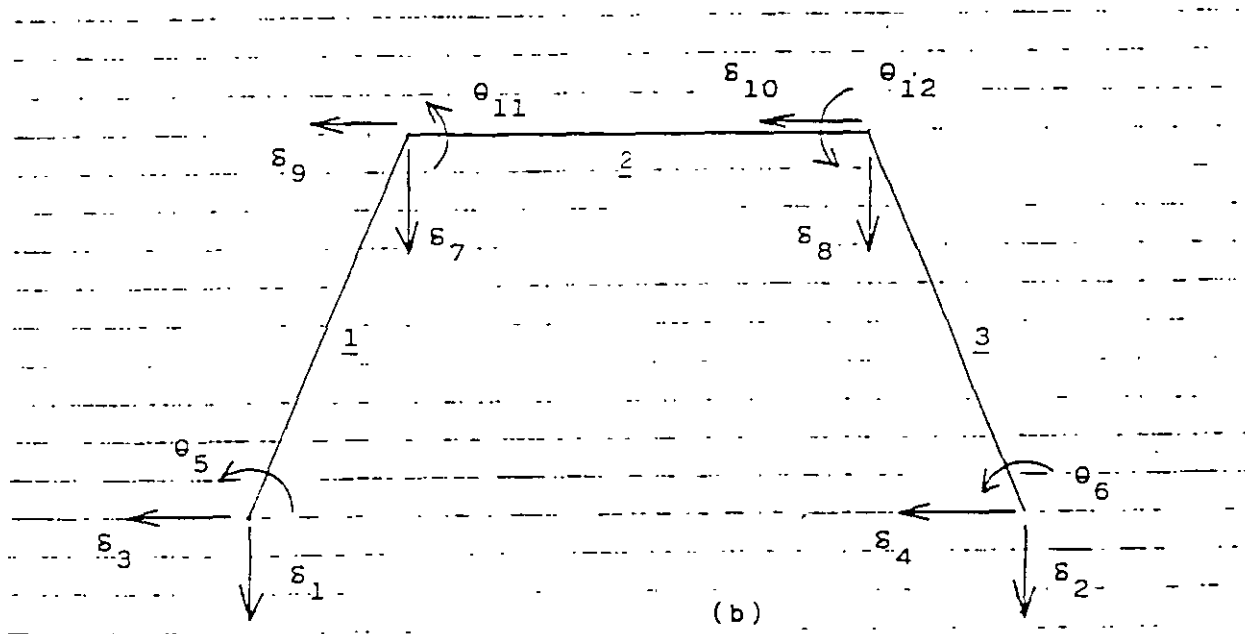
TABLA 11					
VALORES DE INFLUENCIA (EJEMPLO 4)					
RELACION DE POISSON = 0.5					
Punto	lzijk	lxijk	lyijk	nu	lijk
1,1,1	0.4868711	0.3181542	0.265932	0.5	0.194828
1,1,2	0.001743138	0.05265242	0.003130734	0.5	-0.02614844
1,1,3	1.88649E-05	0.003480822	0.000038445	0.5	-0.00174077
1,2,1	0.2791369	0.05794332	0.02975186	0.5	0.23528931
1,2,2	0.0402185	0.09123936	0.004802749	0.5	-0.00780255
1,2,3	0.000992	0.0114948	0.000126474	0.5	-0.00481864
2,1,1	0.001636028	0.04312015	0.002917856	0.5	-0.02138298
2,1,2	0.9737421	0.6363085	0.531864	0.5	0.38965585
2,1,3	0.001635999	0.04312015	0.002917856	0.5	-0.021383
2,2,1	0.03557754	0.06498982	0.004221957	0.5	0.00097165
2,2,2	0.5582739	0.1158866	0.05950371	0.5	0.47057875
2,2,3	0.03557754	0.06498982	0.004221957	0.5	0.00097165
3,1,1	1.88649E-05	0.003480822	0.000038445	0.5	-0.00174077
3,1,2	0.001743138	0.05265242	0.003130734	0.5	-0.02614844
3,1,3	0.4868711	0.3181542	0.265932	0.5	0.194828
3,2,1	0.000992	0.0114948	0.000126474	0.5	-0.00481864
3,2,2	0.0402185	0.09123936	0.004802749	0.5	-0.00780255
3,2,3	0.2791369	0.05794332	0.02975186	0.5	0.23528931
(Isezc3)					

1
 2
 3
 4
 5
 6
 7
 8
 9
 10
 11
 12
 13
 14
 15
 16
 17
 18
 19
 20
 21
 22
 23
 24
 25
 26
 27
 28
 29
 30
 31
 32
 33
 34
 35
 36
 37
 38
 39
 40
 41
 42
 43
 44
 45
 46
 47
 48
 49
 50
 51
 52
 53
 54
 55
 56
 57
 58
 59
 60
 61
 62
 63
 64
 65
 66
 67
 68
 69
 70
 71
 72
 73
 74
 75
 76
 77
 78
 79
 80
 81
 82
 83
 84
 85
 86
 87
 88
 89
 90
 91
 92
 93
 94
 95
 96
 97
 98
 99
 100

TABLA 7
Proposed average values of \bar{k}_{s1} for 1-ft X 1-ft square plates and long 1-ft wide strips, after Karl Terzaghi (1955)

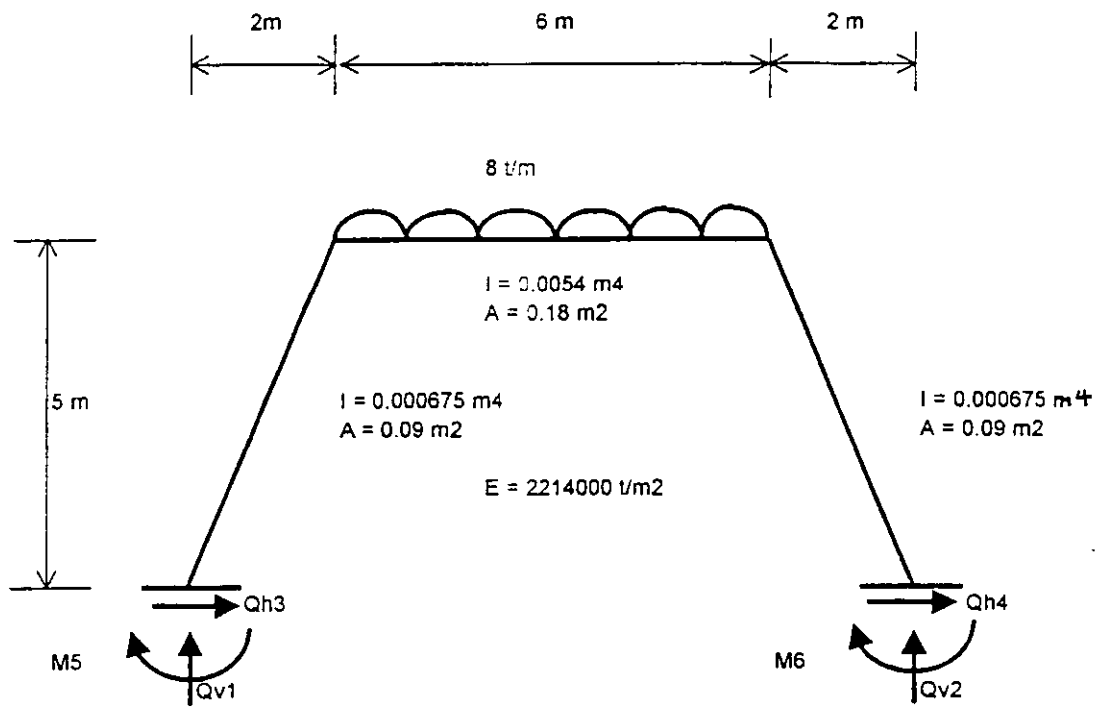
	Average \bar{k}_{s1} values		Range of \bar{k}_{s1} values	
	tons/ft ³	kg/cm ³	tons/ft ³	kg/cm ³
Sand: loose	40	1.29	20-60	0.64-1.92
	130	4.17	60-300	1.92-9.62
	500	16.10	300-1000	9.62-32.1
Clay: stiff	75	2.41	50-100	1.6-3.21
	150	4.82	100-200	3.21-6.42
	300	9.64	300	9.60

For dry sand multiply by 1.5 and for submerged sand by 0.6. Here 1 ton = 2000 lb.



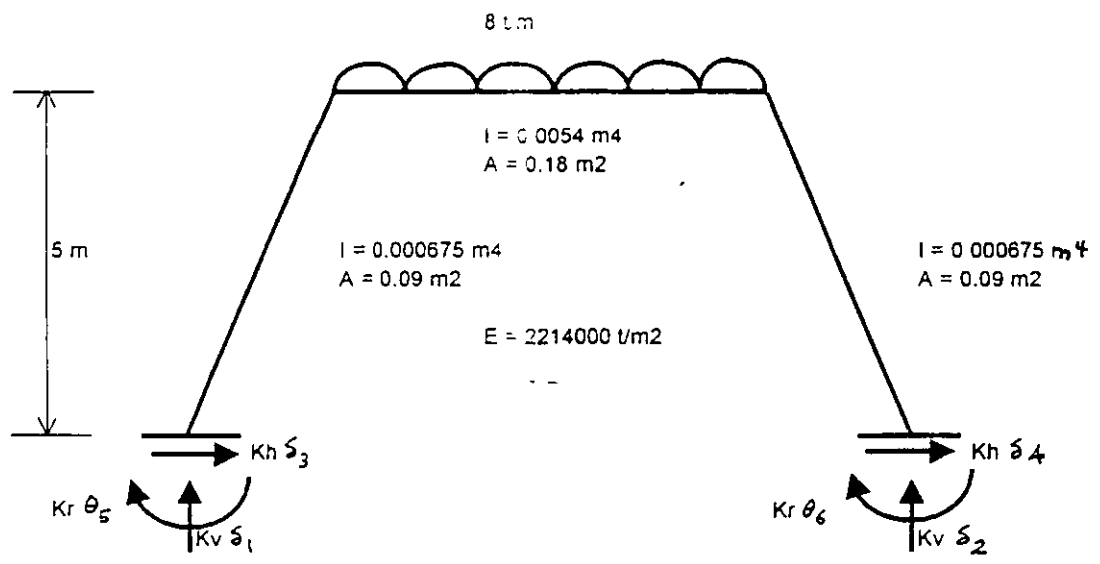
NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO)

FIGURA 2

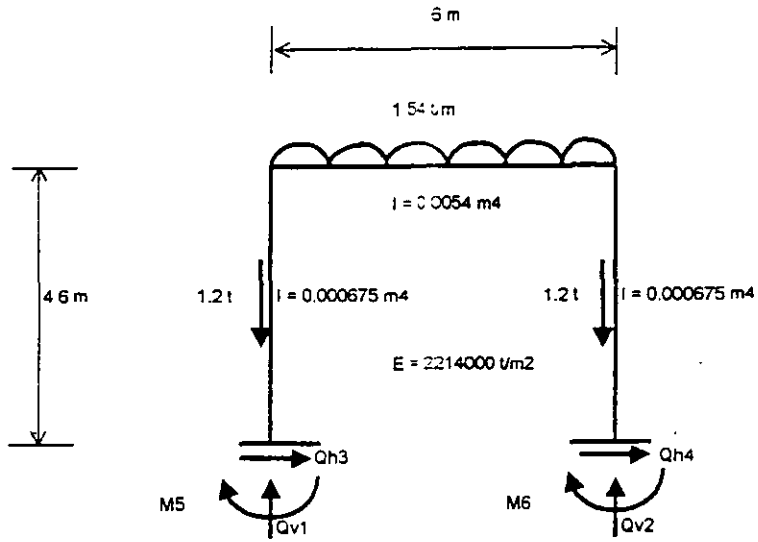


(Acisef)

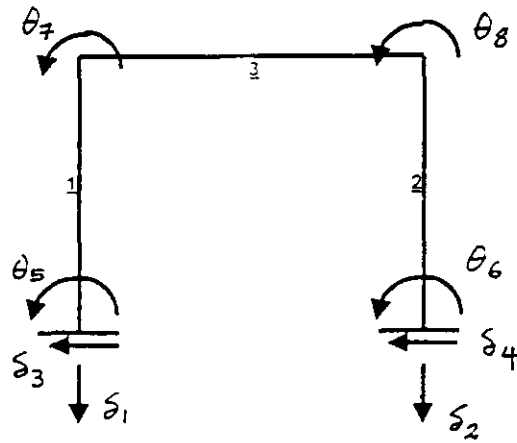
GEOMETRÍA Y CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA
BARRAS INCLINADAS
FIGURA 1



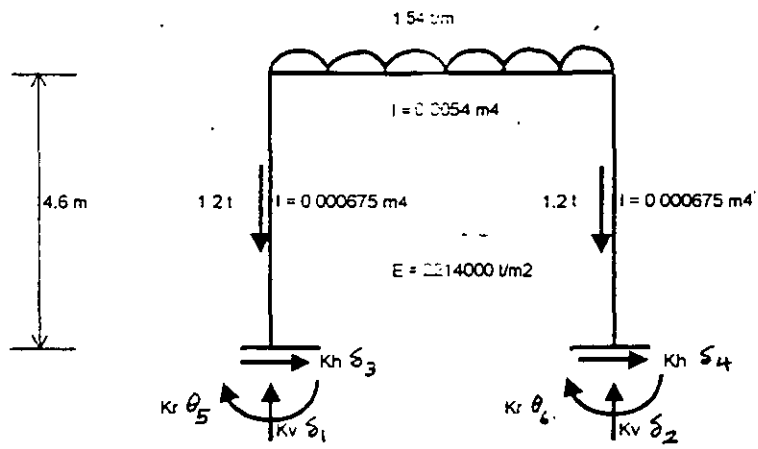
REACCIONES DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN
FIGURA 3



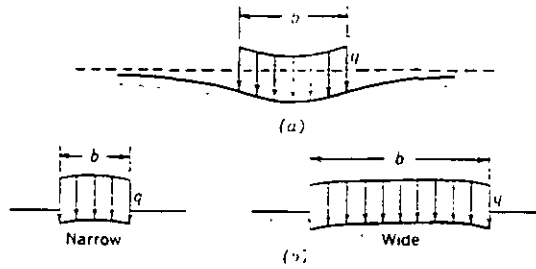
GEOMETRIA Y CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA
FIGURA 4



NUMERACION DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD
FIGURA 5

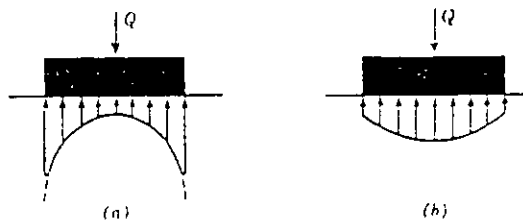


REACCIONES DEL TERRENO
FIGURA 6



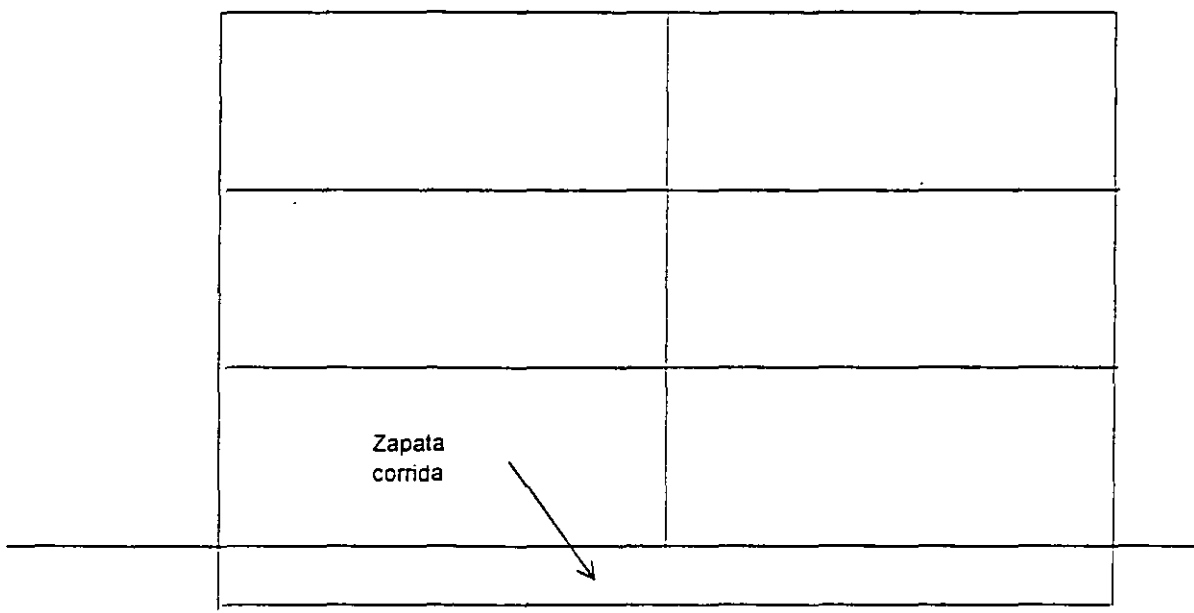
Profile of distortion settlement of a uniform load on the surface of a soil mass. (a) Homogeneous elastic isotropic material, such as a saturated clay; (b) homogeneous elastic material whose rigidity increases with confinement, such as a cohesionless sand or gravel. (Sowers, 1962)

FIGURE 7



Contact pressure on the base of a rigid foundation on the surface of a soil mass. (a) Homogeneous elastic isotropic material such as a saturated clay; (b) homogeneous elastic material whose rigidity increases with confinement, such as a cohesionless sand or gravel. (Sowers, 1962)

FIGURE 8



MARCO ESTRUCTURAL (a)



DIAGRAMA DE ASENTAMIENTOS (b)

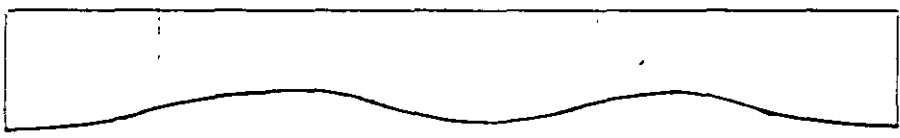
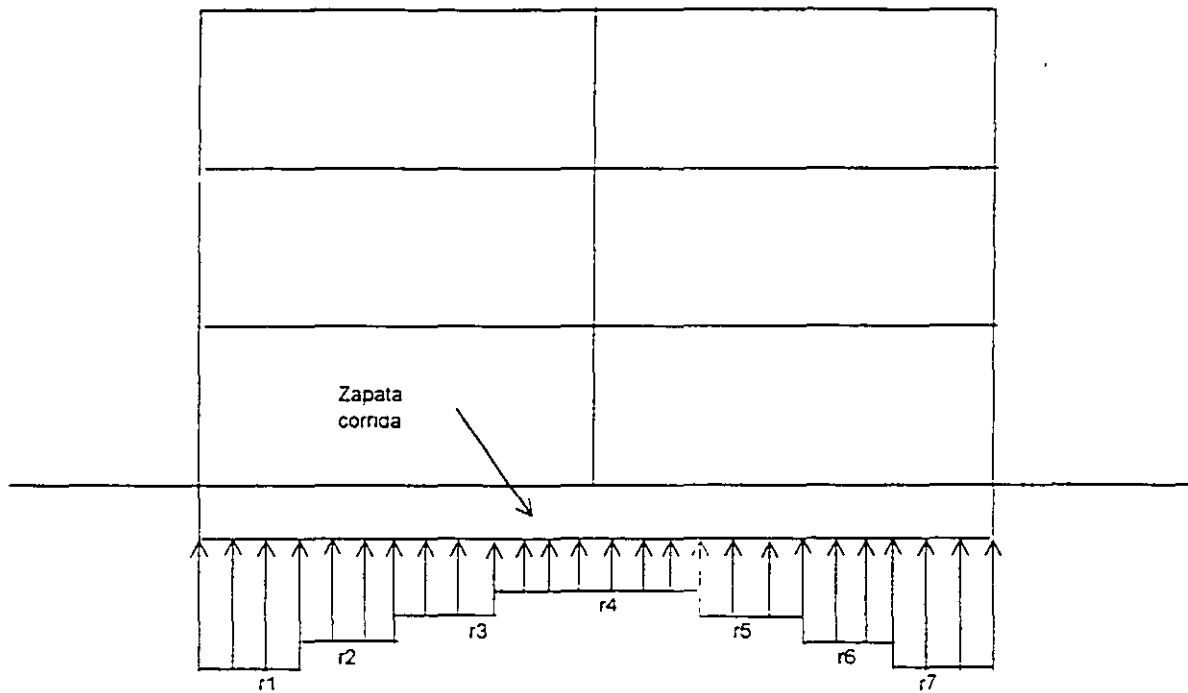


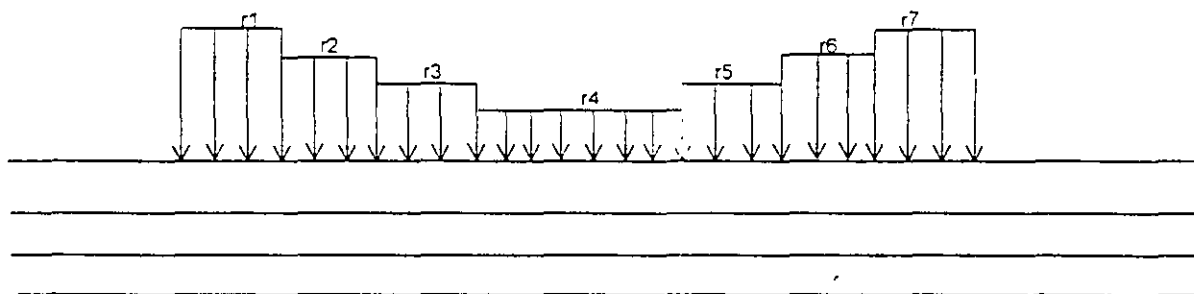
DIAGRAMA DE REACCIONES (c)

(Acisef3)

MARCO ESTRUCTURAL CON CIMENTACIÓN
A BASE DE ZAPATA CORRIDA
FIGURA 9

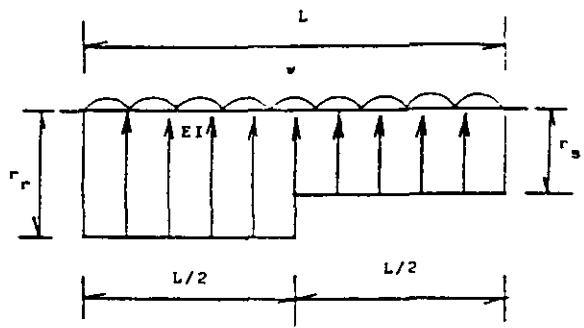


(a) REACCIONES DEL TERRENO



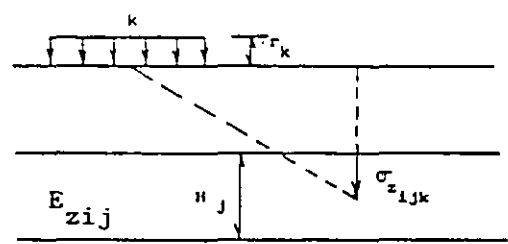
(b) CARGAS SOBRE EL TERRENO

CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA Y EL SUELO
FIGURA 10



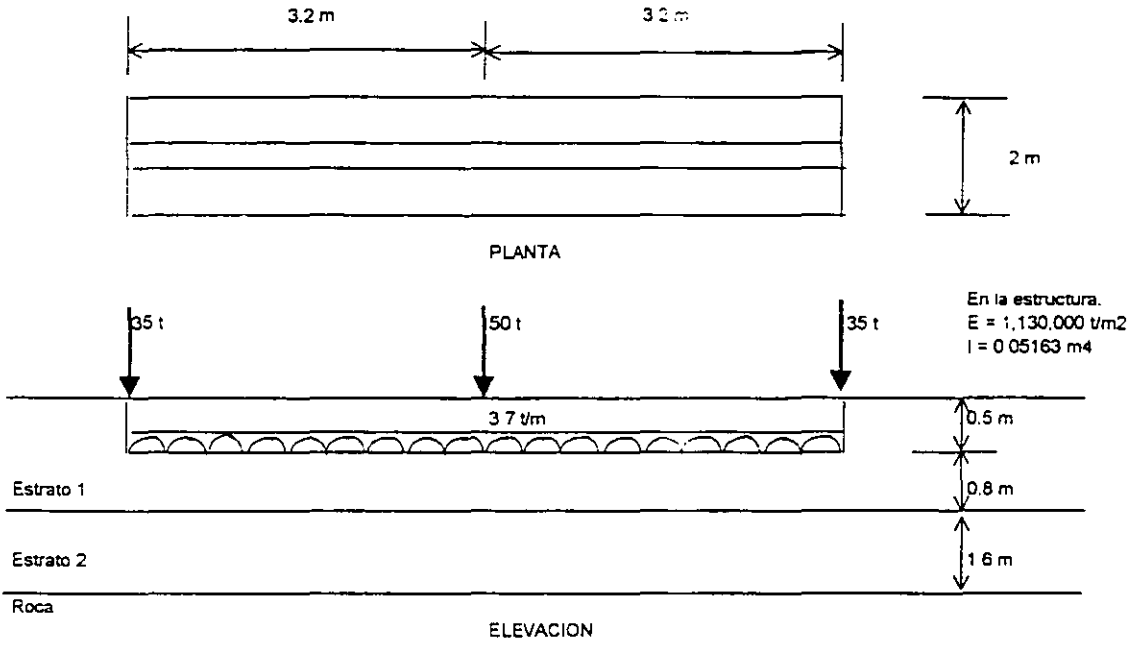
GEOMETRÍA Y CARGAS
BARRA DE CIMENTACIÓN

FIGURA 11
(Deméneghi, 1996)

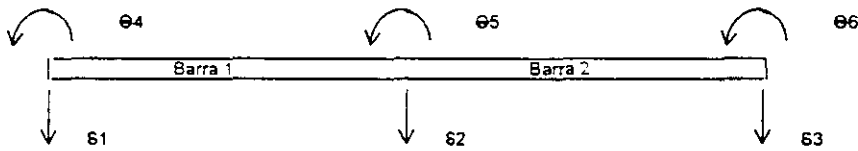


CÁLCULO DE LOS HUNDIMIENTOS
DEL TERRENO

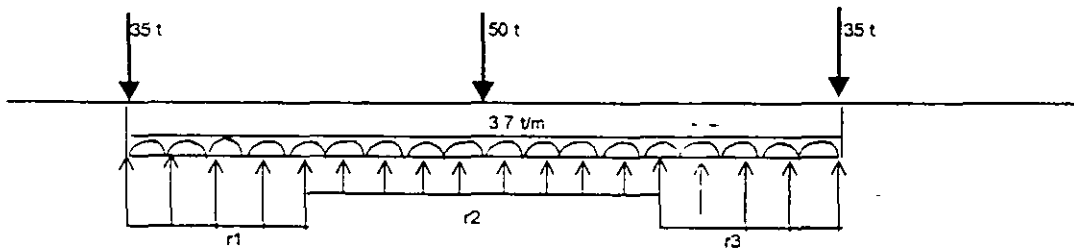
FIGURA 12
(Deméneghi, 1996)



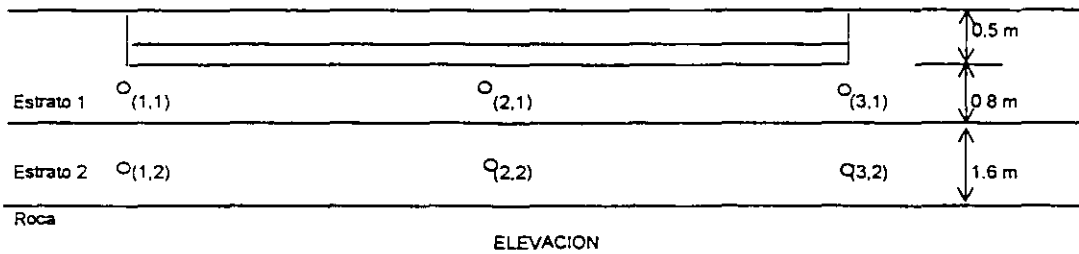
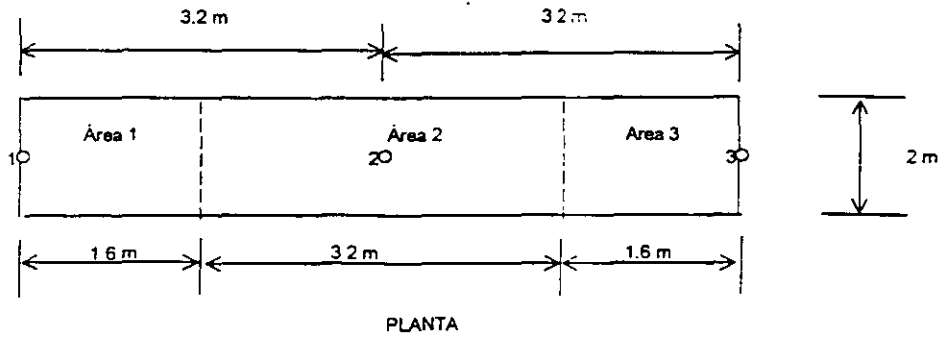
CARACTERÍSTICAS DE ESTRUCTURA Y
 TERRENO DE CIMENTACIÓN (EJEMPLO 3)
 FIGURA 13



NUMERACIÓN DE BARRAS
 Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO 3)
 FIGURA 14

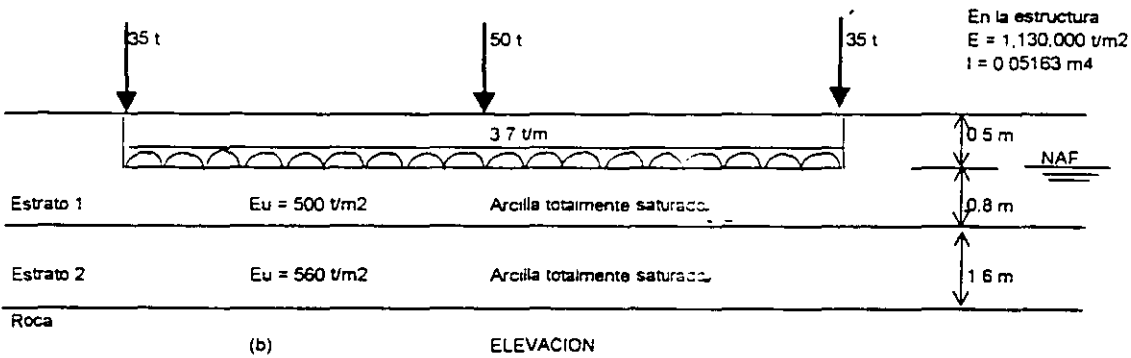
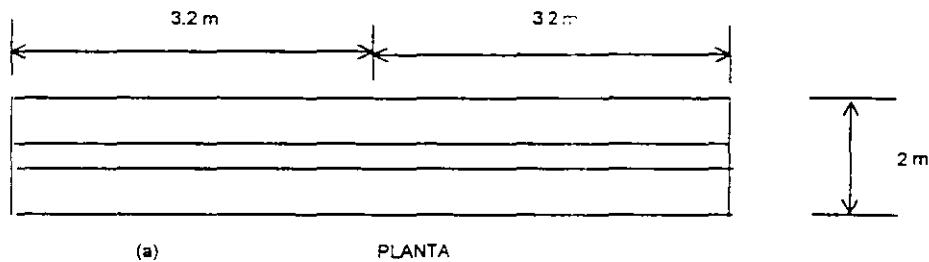


SISTEMA DE CARGAS
 SOBRE LA ESTRUCTURA (EJEMPLO 3)
 FIGURA 15



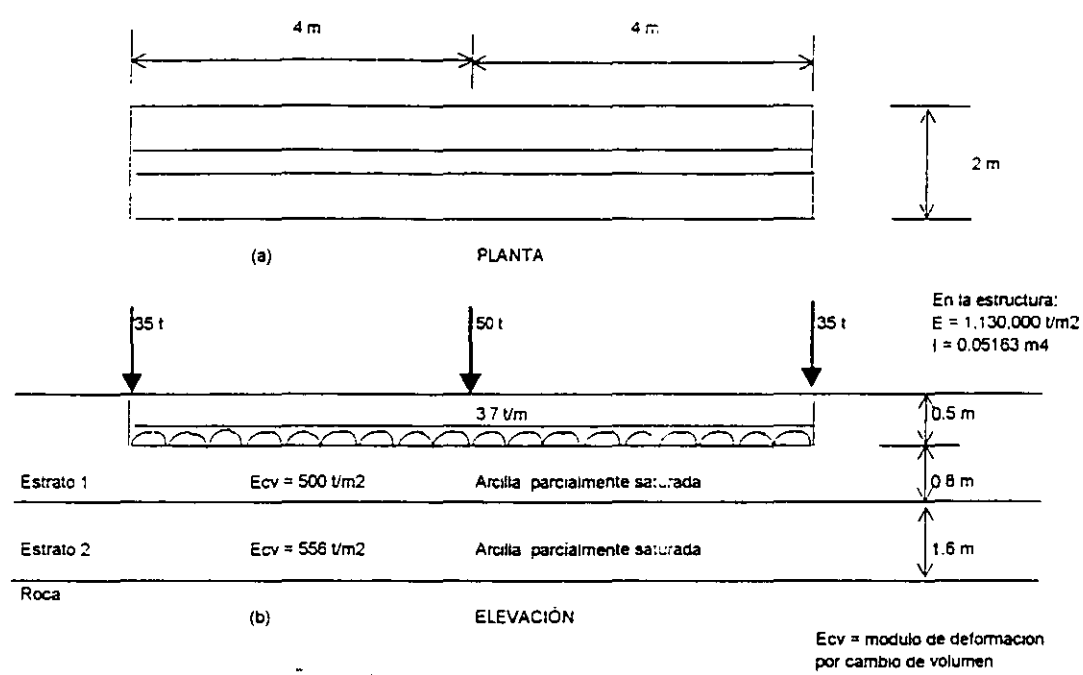
CÁLCULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA
FIGURA 16

(EJEMPLO 3)

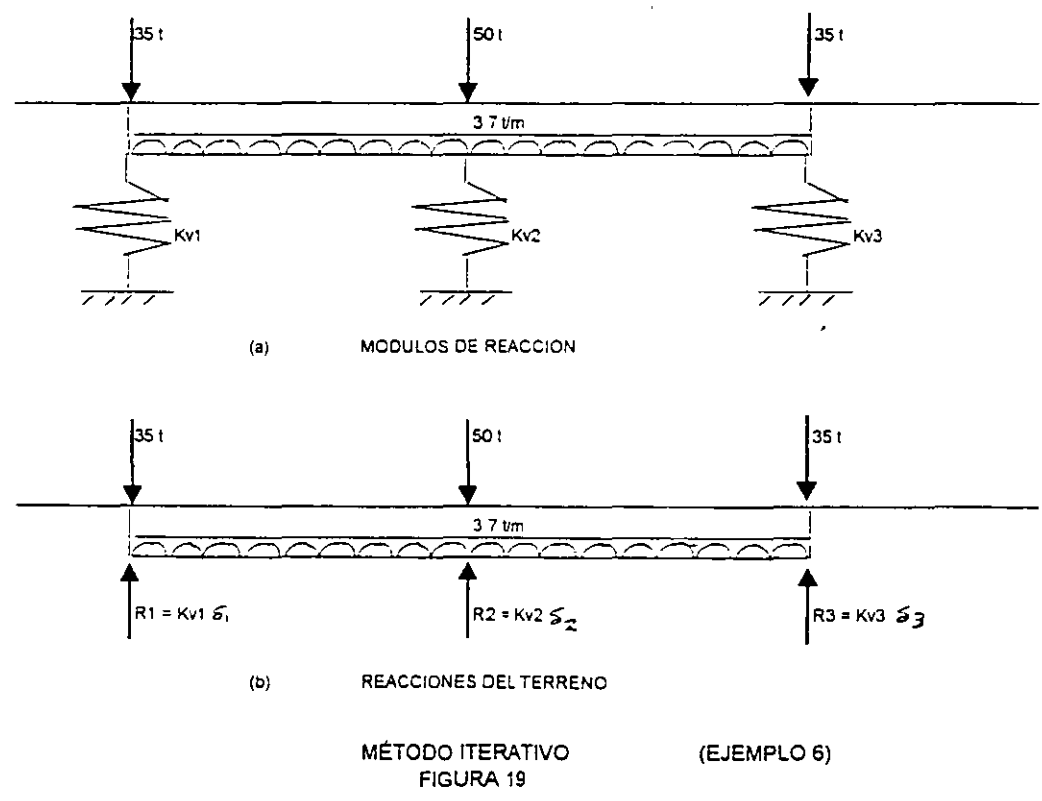


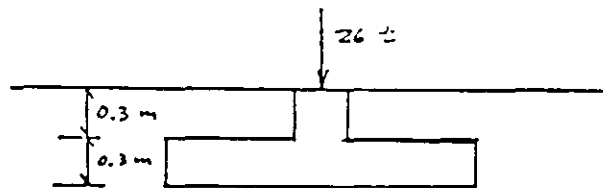
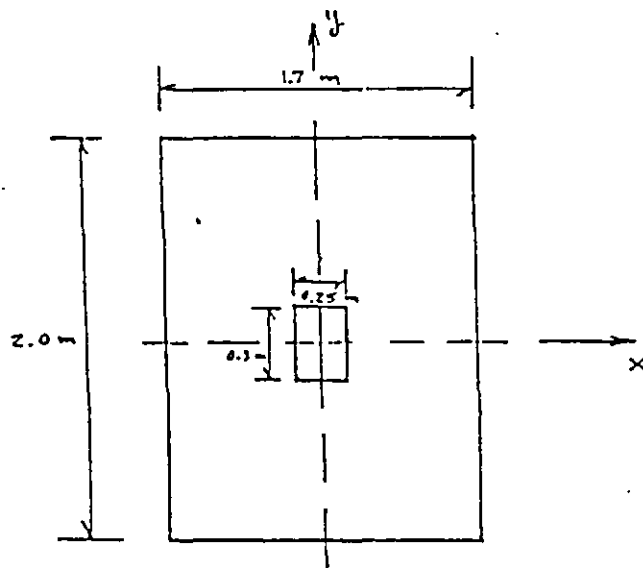
CARACTERÍSTICAS DE ESTRUCTURA Y
TERRENO DE CIMENTACIÓN
FIGURA 17

(EJEMPLO 4)



CARACTERÍSTICAS DE ESTRUCTURA Y TERRENO DE CIMENTACIÓN (EJEMPLO 5) FIGURA 18





$$D_r = 58\% , \phi^* = 37^\circ , \gamma_d = 1.6 \text{ t/m}^3$$

Arena $f_s = 2.6$

$N = 15$ golpes

SUELO FRICCIONANTE

FIGURA E-1

ANEXO 3
 MATRIZ DE RIGIDEZ DE UNA BARRA
 MARCO CON BARRAS ORTOGONALES
 SIN CONSIDERAR ACORTAMIENTO DE BARRAS

Barras horizontales

θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	
$4EI/L$	$2EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	θ_p
$2EI/L$	$4EI/L$	$-6EI/L^2$	$6EI/L^2$	θ_q
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	δ_r
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	δ_s

Barras verticales

θ_p	θ_q	δ_u	δ_v	
$4EI/L$	$2EI/L$	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	θ_p
$2EI/L$	$4EI/L$	$6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	θ_q
$6EI/L^2$	$6EI/L^2$	$12EI/L^3$	$-12EI/L^3$	δ_u
$-6EI/L^2$	$-6EI/L^2$	$-12EI/L^3$	$12EI/L^3$	δ_v

(Acise)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

“Tres décadas de orgullosa excelencia” 19971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MÓDULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
SEGÚN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES

**EXPOSITOR: ING. LUIS BERNARDO RODRÍGUEZ GONZALEZ
PALACIO DE MINERIA
MARZO 2001**

INDICE

I. Excavaciones entre taludes

- Tipos de falla de taludes de corto plazo
- Análisis Bidimensional
- Taludes en Arena
- El método sueco
 - Suelos puramente cohesivos
 - Suelos con cohesión y fricción
 - Suelos estratificados
- Hipótesis simplificadoras
- Análisis Tridimensional
 - Suelos puramente cohesivos
 - Suelos con cohesión y fricción
- Efectos sísmicos en la estabilidad de taludes
- Efectos de una sobrecarga en la estabilidad de taludes
- Fallas por translación
- Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes
 - Tender taludes
 - Bermas

II. Excavaciones Ademadas

- Tipos de ademes
- Muros colados "in situ"
- Muros precolados instalados en zanja.
- Empujes laterales
 - Estados de Rankine
 - Empujes activo y pasivo
- Altura crítica
- Ejercicios
- Cargas sobre puntales
- Ejercicios
- Falla por "pateo" en estructuras de contención rígidas
- Falla de fondo
 - En excavaciones cuadradas y largas

- Número de Estabilidad
- Expansiones
 - Inmediatas
 - De largo plazo
- Ejercicios
- Medidas para disminuir expansiones
 - Excavación por etapas
 - Abatimiento del nivel freático
 - Disminución del tiempo que dura abierta la excavación

III. Anclajes

- Tipos de anclas
 - De fricción
 - De tensión
- Conceptos generales de diseño
- Pruebas de campo
- Ejercicios

IV. Control de filtraciones

- Métodos de abatimiento del nivel freático
- Zanjas y cárcamos
- Pozos punta (Well points)
- Bombeo profundo
- Pozos con sistema de vacío
- Electroósmosis
- Ejercicios

V. Diseño del procedimiento constructivo

- Daños a estructuras vecinas
- Movimientos asociados a una excavación
- Asentamientos debidos al abatimiento del nivel freático
- Prevención de daños en estructuras vecinas

VI. Construcción e hincado de pilas y pilotes

- Clasificación de pilas y pilotes
- Conceptos de capacidad de carga en pilotes
 - Solicitaciones verticales
 - Solicitaciones horizontales
- Precauciones durante el hincado de pilotes
- Juntas, manejo y almacenamiento
- Pilotes de tensión
- Pruebas de carga
- Criterios de aceptación
- Construcción de pilas coladas in situ
 - Pilas coladas fuera del nivel freático
 - Pilas coladas bajo al nivel freático
- Criterios de aceptación
- Causas más comunes de pilas defectuosas

VII. Instrumentación

- Para el abatimiento del nivel freático por gravedad
 - Piezómetros tipo Casagrande y neumáticos
 - Control de la presión de la bomba que opera el sistema
 - Gasto extraído
 - Nivel dinámico en los pozos
 - Tiempo de bombeo
- Para el abatimiento por vacío
 - Gráficas vacío – tiempo
- Para abatimiento por electroósmosis
 - Voltajes
 - Tiempo de aplicación del voltaje
 - Corrosión
- Para el control de deformaciones y movimientos
 - Bancos de nivel del fondo de la excavación
 - Bancos de nivel superficiales
 - Bancos de nivel profundos
 - Líneas de colimación
 - Bancos de nivel en columnas y losas de cimentación
 - Desplomes y movimientos posteriores a la construcción
 - Movimientos de largo plazo

- Inclínómetros
- Extensómetros
- Cargas
 - Celdas de carga en puntales
 - Celdas de carga en zapatas y losas de cimentación
- Compactación

VIII. Especificaciones y normas

I INTRODUCCIÓN

Una cimentación se considera satisfactoria, si no transmite al subsuelo presiones que excedan su capacidad de carga o que provoquen excesivos asentamientos. Sin embargo, ciertos tipos de cimentaciones que pueden ser totalmente aceptables desde los dos puntos de vista anteriores, pueden ser también extremadamente difíciles de construir, o su construcción puede provocar asentamientos excesivos en las estructuras vecinas. Por lo tanto, la elaboración y el diseño de un buen procedimiento de construcción de la cimentación, deberá considerarse como un factor importante, y en ocasiones decisivo en la solución final de la cimentación que se adopte.

II EXCAVACIONES

La mayoría de las estructuras que se construyen son cimentadas por debajo de la superficie del terreno, lo cual implica realizar excavaciones cuya profundidad depende del tipo de cimentación elegida, así como de las premisas geotécnicas que deba cumplir.

Son varios los factores que deben tomarse en cuenta para realizar una excavación. A continuación se describen los aspectos más importantes.

Excavaciones con talud

La condición principal para realizar este tipo de excavaciones es que exista suficiente espacio en las vecindades donde se ejecutará la excavación para desarrollar los taludes con la inclinación que se obtenga de los análisis; esta inclinación es función del tipo y propiedades mecánicas del suelo o roca, de la profundidad de excavación y del tiempo que la excavación debe permanecer abierta.

Tipos de falla de taludes

Los tipos de falla más frecuentes que se presentan en los taludes de una excavación, son los siguientes:

- Fallas por rotación
- Fallas por deslizamiento o traslación

En el primer caso, se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; esta superficie forma un a traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin grandes errores, 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 1 se representa la nomenclatura usual en taludes simples, así como los diversos tipos de fallas.

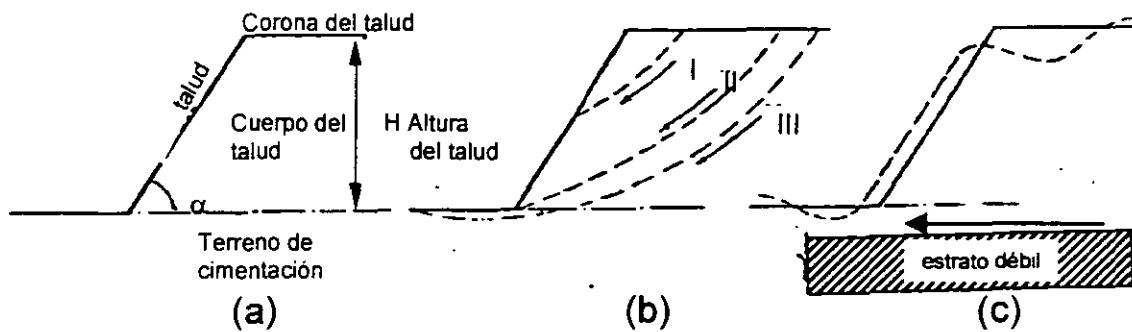


Fig. 1 Nomenclaturas y fallas en el cuerpo de taludes

(a) Nomenclatura

(b) Fallas por rotación: I Local, II Por el pie del talud, III De base

(c) Falla por traslación sobre un plano débil.

Análisis de Estabilidad

Dependiendo la forma como se considere la longitud de la masa deslizante de un talud, el problema de estabilidad se puede resolver tomando en cuenta el efecto bidimensional o tridimensional.

Análisis Bidimensional

Generalmente los análisis normales de estabilidad se consideran como un problema bidimensional; es decir, la longitud de la masa deslizante se considera tan grande que los efectos en la zona lateral del talud se desprecian. Sin embargo, despreciar los efectos de las zonas laterales del talud es un tanto conservador; por lo tanto este criterio se justifica cuando las excavaciones son muy largas en

comparación con la profundidad de las mismas, es decir taludes cuya longitud sea de 3 a 4 veces mayor que su altura.

Para encontrar la inclinación estable de los taludes, a continuación se presentan los diferentes criterios de análisis de estabilidad de taludes, en función del tipo de suelo.

Taludes en arena.

La estabilidad de un talud en suelo puramente friccionante, ($c = 0$ y $\phi \neq 0$), tal como una arena limpia, es una consecuencia de la fricción que se desarrolla entre las partículas, por lo cual, para garantizar la estabilidad, bastará que el ángulo del talud sea menor que el ángulo de fricción interna ϕ del material, que en una arena seca, suelta y limpia, se acerca mucho al ángulo de reposo.

Si el ángulo θ de inclinación del talud es muy próximo a ϕ , los granos de arena próximos a la frontera del talud, no sujetos a ningún confinamiento importante, quedarán en una condición próxima a la de deslizamiento incipiente, que no es deseable por ser el talud muy fácilmente erosionable por el agua y el viento.

La experiencia ha demostrado que si se define un factor de seguridad como la relación entre los valores de la tangente de los ángulos θ y ϕ ($F.S. = \tan \phi / \tan \theta$), basta que tal Factor sea del orden de 1.1 a 1.2 para que la erosionabilidad superficial no sea excesiva.

El Método Sueco

Bajo el título genérico de "Método Sueco", se comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad de taludes respecto a falla por rotación en los que se considera que la superficie de falla es cilíndrica. Este Método fue propuesto por el profesor Fellenius en Suecia hacia fines de los años treinta; por lo que también se le conoce como el Método de Fellenius

Existen varios procedimientos para aplicar este método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud específico tiene garantizada su estabilidad.

llamadas fuerzas actuantes, son el peso del área ABCDA. El momento de esas fuerzas en torno a un eje normal que pasa a través de O, llamado "Momento Motor" será:

$$M_m = W.d$$

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento son los efectos de la "cohesión" a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta; así, el momento de esas fuerzas respecto al eje de rotación con centro en O, llamado "Momento Resistente", será:

$$M_r = c.L.r$$

En el instante de falla incipiente, se cumple que:

$$M_m = M_r$$

Y así se define un Factor de Seguridad como:

$$F.S. = M_r / M_m = c.L.r / W.d$$

La experiencia permite considerar un valor de 1.5 como un valor del Factor de Seguridad compatible con una estabilidad práctica razonable para taludes de corto plazo.

Por supuesto, no está de ningún modo garantizado que la superficie de falla escogida sea la que represente las condiciones más críticas del talud bajo estudio, (círculo crítico). Siempre existirá la posibilidad de que el Factor de Seguridad resulte menor al adoptar otra superficie de falla. Este hecho hace que el procedimiento descrito sea un método de tanteos, en el cual deberán escogerse diversos círculos de falla con otros radios y centros y ver que el Factor de Seguridad mínimo no sea menor que un cierto valor especificado, (que en el caso de taludes temporales puede ser, como ya se dijo, de 1.5) antes de dar el talud por seguro.

Anteriormente, cuando los cálculos se hacían "a pié", era recomendable encontrar primero el círculo crítico que pasara por el pié del talud y posteriormente el crítico que pasara por la base. Hoy en día existen paquetes o soluciones de software para usar en las PC's personales, para encontrar el Factor de Seguridad mínimo en unos cuantos minutos.

Sin embargo, hay que conocer muy bien las premisas y las hipótesis bajo las cuales se desarrollaron esas soluciones de cómputo disponibles en las "tiendas", para no aplicar algún paquete que no represente las condiciones reales del talud que deseamos analizar, pues esto sería sumamente peligroso.

En la práctica, existe el método propuesto por Taylor en 1948 que se ilustra en la figura 2a, en la que se observa que para suelos puramente cohesivos, partiendo de valores como el ángulo de inclinación del talud, la cohesión "c", el peso volumétrico del suelo cohesivo " γ " y la altura del talud "H", puede tenerse una idea razonablemente precisa acerca del valor de Factor de Seguridad.

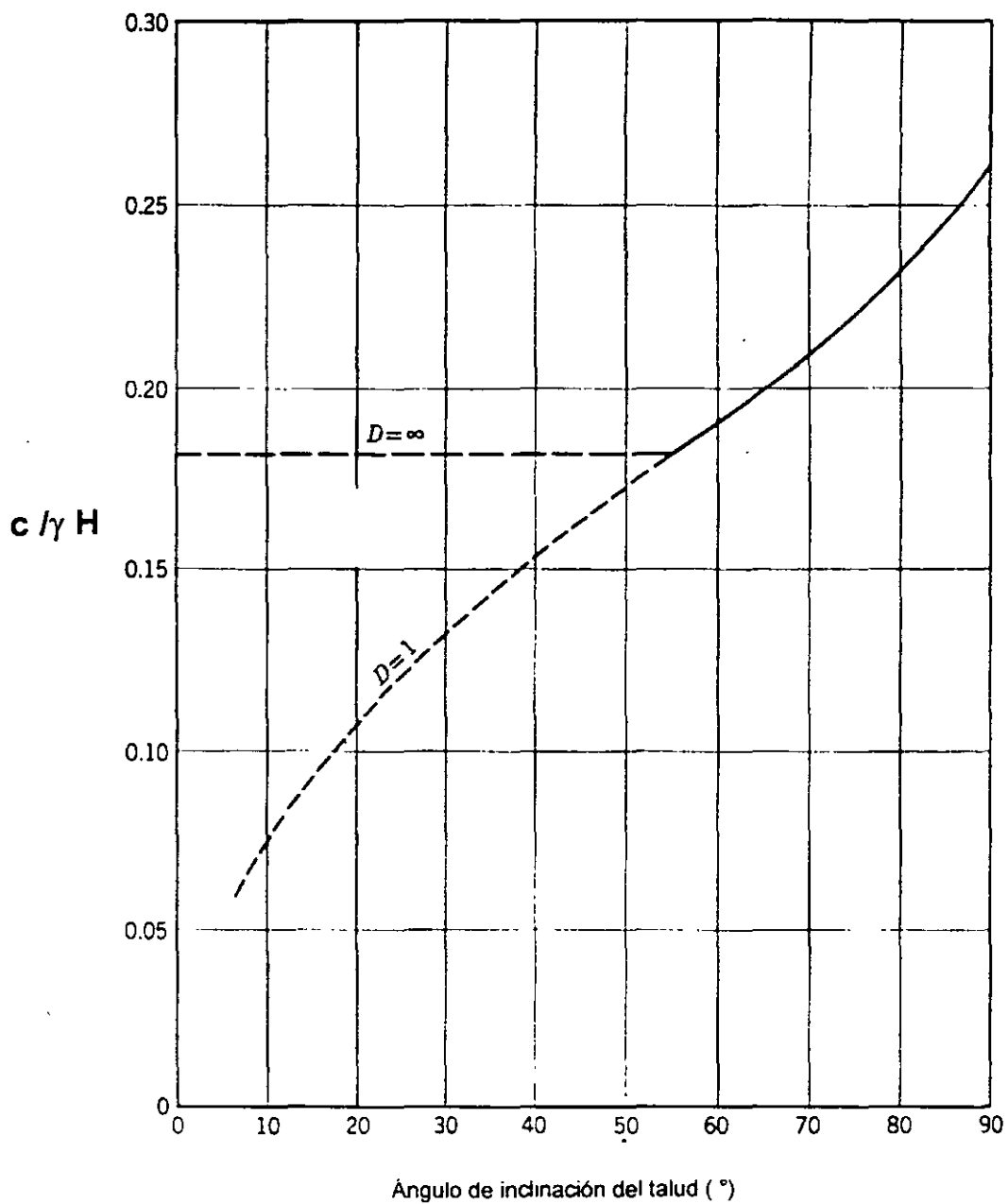


Fig. 2-a Método de Taylor para definir la estabilidad de taludes en suelos cohesivos

Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0, \phi \neq 0$)

En este caso el talud está excavado y cimentado sobre un suelo que tiene una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo:

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

Donde c es la cohesión, σ es el esfuerzo vertical efectivo y ϕ el ángulo de fricción interna del suelo.

El procedimiento en el que se basan los programas de cómputo para el análisis de la estabilidad, es el de las "dovelas", el cual se expone a continuación.

Definido un círculo de falla, la masa de suelo deslizante se divide en dovelas o "tajadas" verticales, del modo mostrado en la figura 3. El número de dovelas, cuando el análisis es "a pié", queda a elección del analista; es evidente que a mayor número de dovelas, el análisis es más confiable. Sin embargo esta situación ya viene definida en los paquetes de cómputo actuales y dichas soluciones ya consideran dovelas muy delgadas para lograr una buena precisión.

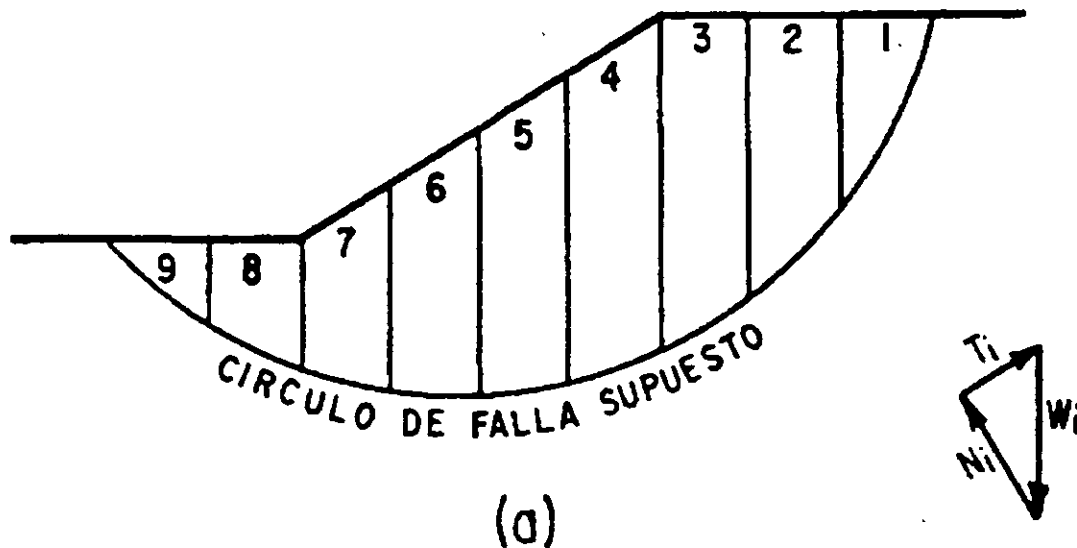


Fig. 3 -a Procedimiento de las "dovelas" para analizar la estabilidad de un talud

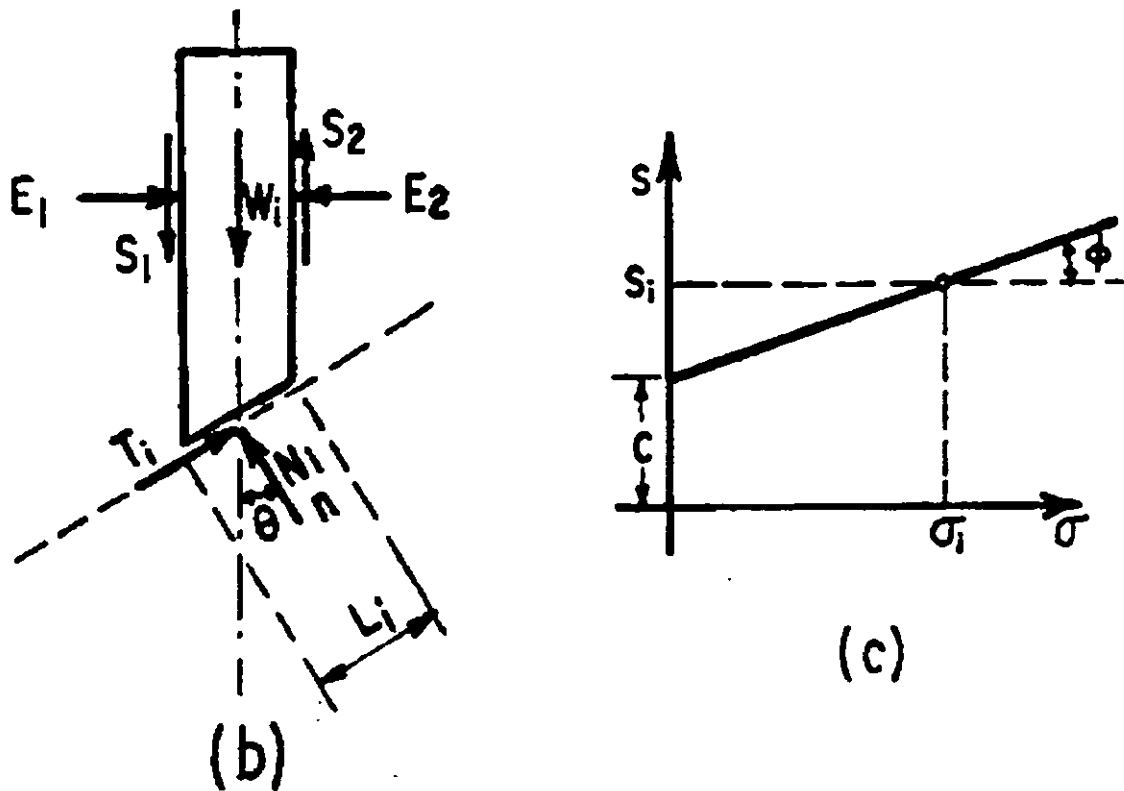


Fig. 3 b Procedimiento de las "dovelas" para analizar la estabilidad de un talud

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la parte b de la figura 3, W_i es el peso de una dovela de espesor unitario. Las fuerzas N_i y T_i son las reacciones normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento L_i . Las dovelas adyacentes a la estudiada ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hacen las siguientes hipótesis:

- La superficie de falla es cilíndrica
- El prisma deslizante se desplaza como cuerpo rígido girando sobre el eje del cilindro (centro del círculo).

- Cada dovela funciona independiente de sus vecinas, esto significa que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta, es decir se considera que esas dos fuerzas son iguales colineales y contrarias. Asimismo, se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 es despreciable. Esto equivale a considerar que N_i y T_i equilibran a W_i .
- La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento.
- El Factor de Seguridad del conjunto de dovelas es el promedio de los valores de todas las dovelas.

El coeficiente $N_i/\Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de σ_i , presión normal actuante en el arco ΔL_i . Con este valor de σ_i puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante del suelo de que se trate, (parte c de la Figura 3) y determinar así el valor s_i que es la resistencia al esfuerzo cortante que se supone constante a lo largo del arco ΔL_i .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = r \left| \sum T_i \right|$$

Puede observarse que la componente normal N_i del peso de la dovela, no produce momento dado que esta fuerza pasa por O, centro del círculo de falla.

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante s_i que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = r \cdot \sum s_i \cdot \Delta L_i$$

Calculados el momento resistente y el momento motor, puede definirse el factor de seguridad como:

$$F.S. = M_r / M_m = \sum s_i \cdot \Delta L_i / \sum \left| T_i \right|$$

La experiencia ha demostrado, al igual que en el caso anterior, que una superficie de falla que resulte con un F.S. mayor o igual a 1.5, es prácticamente estable.

El método de análisis consistirá igualmente de un procedimiento de tanteos hasta encontrar el círculo crítico. Estos tanteos actualmente los hace el programa de cómputo, de manera que es sumamente rápido obtener el Factor de Seguridad mínimo del talud.

La presencia de flujo de agua en el cuerpo del talud, ejerce una influencia importante en la estabilidad de este y debe ser tomada en cuenta. En este caso, es necesario realizar la red de flujo para conocer las presiones de agua u_i que actúan en cada dovela y efectuar el cálculo del Momento Resistente M_r , considerando las presiones efectivas, es decir, habrá que considerar la ley de resistencia al corte como:

$$s_i = c + (\sigma_i - u_i) \tan \phi$$

Asimismo, es de tomarse en cuenta para el Momento Motor, las fuerzas de filtración que actúan en el cuerpo del talud debido al flujo de agua.

En el caso de los taludes que forman parte de excavaciones temporales, en general, para realizar las excavaciones para la cimentación de las estructuras bajo el nivel freático, se hace necesario el abatimiento de éste, eliminando así la influencia del flujo de agua en la estabilidad del talud. Por esta razón no se entrará en el detalle de este análisis.

Suelos estratificados

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos, que pueden idealizarse en forma similar al caso de la figura 4.

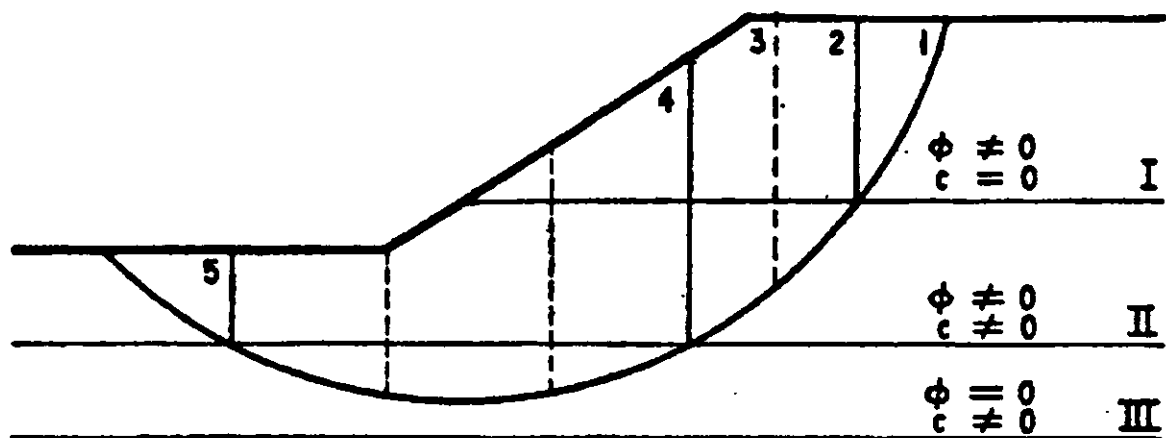


Fig. 4 Aplicación del Método Sueco a taludes en suelos estratificados

Ahora puede realizarse una superposición de los casos tratados anteriormente. En la figura 4 se suponen tres estratos: el I, formado de material puramente friccionante, el II, por material cohesivo friccionante, y el III formado por suelo puramente cohesivo.

Puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividido por dovelas, de modo que ninguna base de dovela caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos. Actualmente los programas de cómputo resuelven esta situación.

El peso de cada dovela ahora debe obtenerse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de cada dovela que caiga en cada estrato, por el peso volumétrico correspondiente.

Las dovelas cuya base se localiza en los estratos I y II, deberán tratarse según el método de Fellenius. La zona correspondiente al estrato III, debe tratarse de acuerdo a lo mencionado en el inciso de "suelos puramente cohesivos".

Los momentos motor y resistente totales se obtienen sumando los parciales calculados para cada estrato y con ellos puede obtenerse el Factor de Seguridad correspondiente al círculo de falla elegido. Se harán los suficientes tanteos para definir el valor mínimo. Nuevamente se insiste en que estos tanteos se hacen a través de los

programas de cómputo actuales. Al igual que en los casos anteriores, el F.S. no deberá ser menor de 1.5

Análisis Tridimensional

Como se mencionó anteriormente, los análisis de estabilidad de taludes, generalmente se consideran como un problema bidimensional, es decir, se desprecia el efecto de las caras laterales de los taludes, al considerar una longitud de la masa deslizante grande. Sin embargo, en la realidad hay veces que la masa deslizante tiene siempre una longitud finita y definida, y las fuerzas resistentes que se generan de las caras laterales del talud adquieren importancia, ya que aumentan la resistencia contra el deslizamiento. Esta situación se presenta cuando la longitud del talud es menor que 3 a 4 veces la altura del mismo, por lo que bajo estas condiciones, es conveniente realizar un análisis de tipo tridimensional.

Suelos puramente cohesivos ($\phi = 0$ y $c \neq 0$)

Para este caso existe un método que permite analizar la estabilidad de un talud en forma tridimensional, el cual consiste en determinar el momento resistente adicional que aportan las caras laterales, respecto a la resistencia total de la masa deslizante, considerando el efecto de la cohesión c de dichas caras, es decir, como si el talud fallara como un cuerpo rígido cilíndrico con sus bases planas. La expresión para obtener el momento resistente adicional será:

$$M_{ra} = 2[h_1 b_1 c_1 r_1 + h_2 b_2 c_2 r_2 + h_3 b_3 c_3 r_3 + \dots + h_5 b_5 c_5 r_5] / B \quad \text{ó}$$

$$M_{ra} = 2 \sum h_i b_i c_i r_i / B$$

Donde $h_i b_i$ es el área de la pared del estrato considerado, "c" es el valor de la cohesión del material de cada estrato y "r_i" es el radio al centroide de la pared de cada estrato de suelo. En la figura 5 se muestran cada uno de esos parámetros.

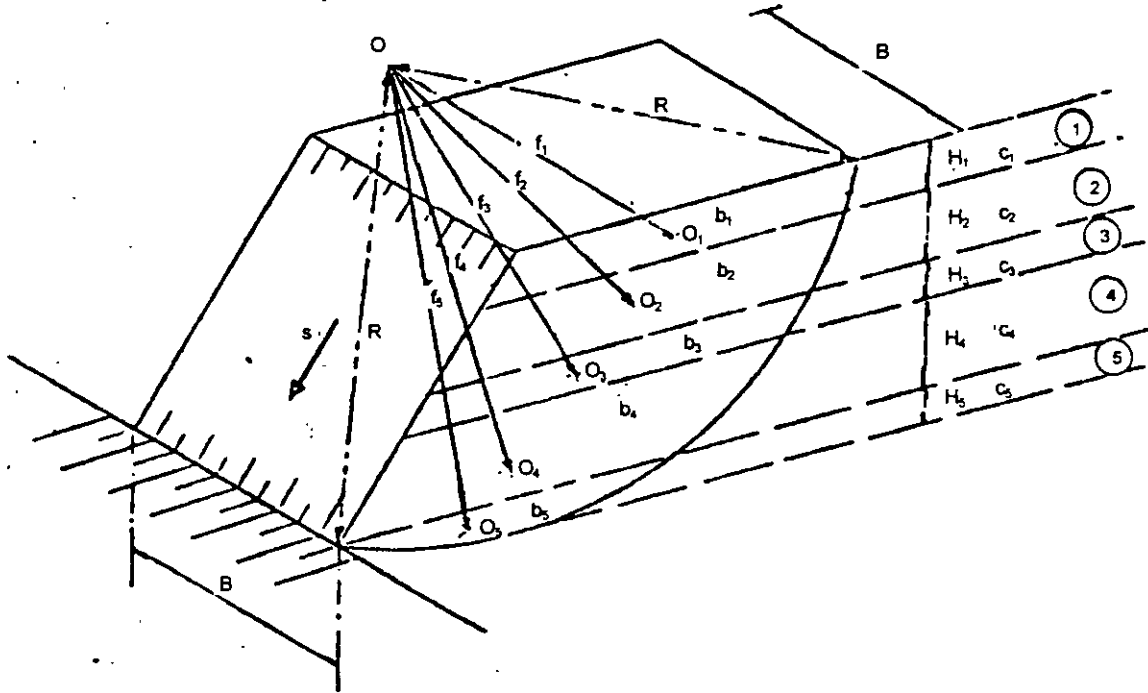


Fig. 5 Falla de un talud tridimensional en suelo cohesivo

Obteniendo el momento resistente adicional debido a las fuerzas resistentes que se generan en las caras laterales de la masa deslizante, el Factor de Seguridad por el efecto tridimensional vale:

$$F.S. = [M_r \text{ bidim.} + (2 \sum h_i b_i c_i r_i / B)] / M_m \text{ bidim}$$

Suelos con cohesión y fricción ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$)

Al igual que en los suelos cohesivos, en este tipo de suelos, el método propuesto para analizar la estabilidad de un talud en forma tridimensional, consiste en determinar el Momento Resistente adicional que aportan las fuerzas resistentes en las caras laterales, respecto a la resistencia total de la masa deslizante. Las fuerzas que se oponen al deslizamiento en las caras laterales son los efectos de la cohesión "c" y del ángulo de fricción interna " ϕ " del material; por lo tanto, el momento producido por esas fuerzas será:

$$M_{ra} = 2 [h_1 b_1 c_1 r_1 + \gamma h_1 k_{01} \tan \phi_1 + h_2 b_2 c_2 r_2 + \gamma h_2 k_{02} \tan \phi_2 + \dots]$$

$$\dots + h_5 b_5 c_5 r_5 + \gamma h_5 k_{05} \tan \phi_5] / B \quad \text{ó}$$

$$M_{ra} = 2 \sum (h_i b_i c_i r_i + \gamma h_i k_{0i} \tan \phi_i) / B$$

Donde γ es el peso volumétrico del material, " h_i " es la distancia vertical del centro del círculo al punto medio del estrato, " k_0 " es el coeficiente de empuje en reposo, " ϕ " el ángulo de fricción interna del material. En las figuras 6 y 7 se ilustran los parámetros antes mencionados.

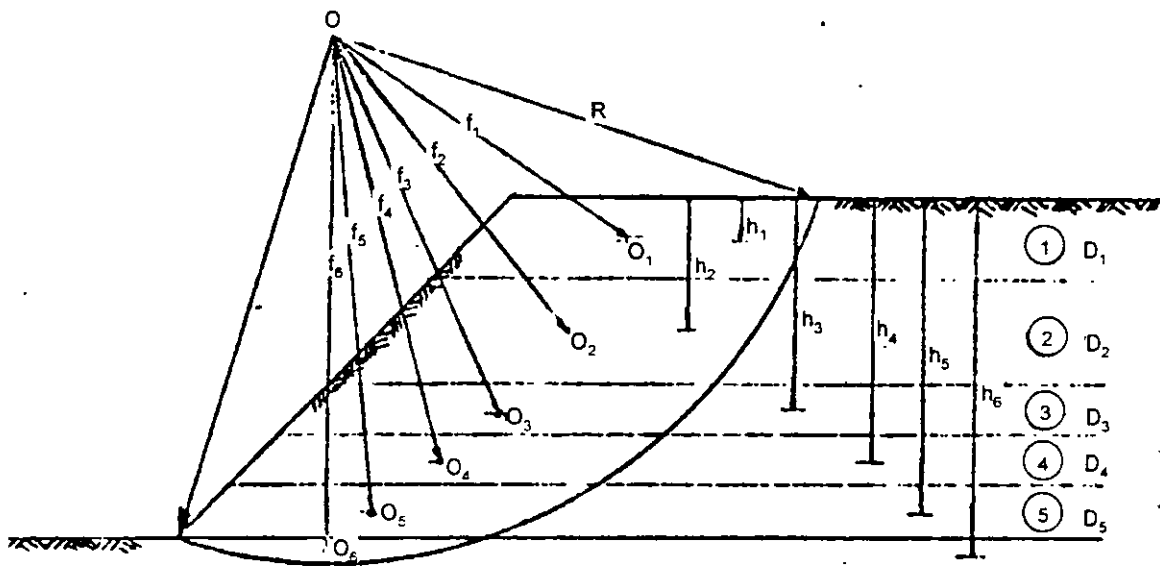
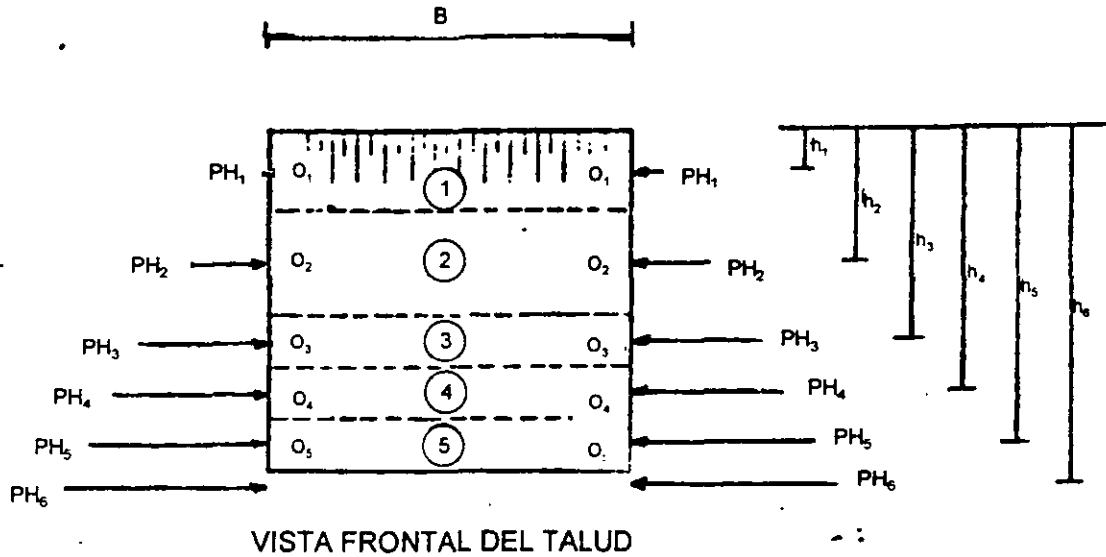


Fig. 6 Falla de un talud tridimensional cohesivo friccionante



Presiones Horizontales

$$ph_1 = \gamma h_1 \cdot k_{o1}$$

$$ph_2 = \gamma h_2 \cdot k_{o2}$$

.....
 $ph_5 = \gamma h_5 \cdot k_{o5}$

Fig. 7 Vista frontal del talud, análisis tridimensional

Definido el Momento Resistente adicional, debido a las fuerzas resistentes que se generan en las caras laterales de la masa de suelo deslizando, el Factor de Seguridad por el efecto tridimensional será:

$$F.S. = [Mr_{bidim} + 2 \sum (h_i b_i c_i r_i + \gamma h_i k_{o_i} \tan \phi_i) / B] / Mm_{bidim}.$$

Efectos sísmicos en la estabilidad de taludes

Para que un talud tenga resistencia dinámica contra deslizamiento por sismo, debe tener un Factor de Seguridad mayor que la unidad contra falla estática. En el análisis de estabilidad bajo sismo, las propiedades mecánicas de los suelos serán las obtenidas a partir de pruebas de laboratorio dinámicas, que generalmente son mayores que las propiedades obtenidas mediante pruebas estáticas. Sin embargo, la resistencia al corte puede reducirse

considerablemente debido a la generación inmediata de las presiones de poro en la masa del suelo provocadas por el sismo.

Para el caso de excavaciones temporales, se considera que hay abatimiento de las presiones de poro del suelo durante la excavación, bajo estas condiciones los efectos de la disminución de la resistencia al corte pueden ser poco significativos. Así, el método de análisis que se considera a continuación, es un método simplificado que permite llegar rápidamente a conclusiones razonables ante la presencia de los sismos.

El método consiste en determinar el Momento Motriz Sísmico "Mms", el cual está dado por la expresión:

$$Mms = f_1 d_1 + f_2 d_2 + f_3 d_3 + f_4 d_4 + f_5 d_5$$

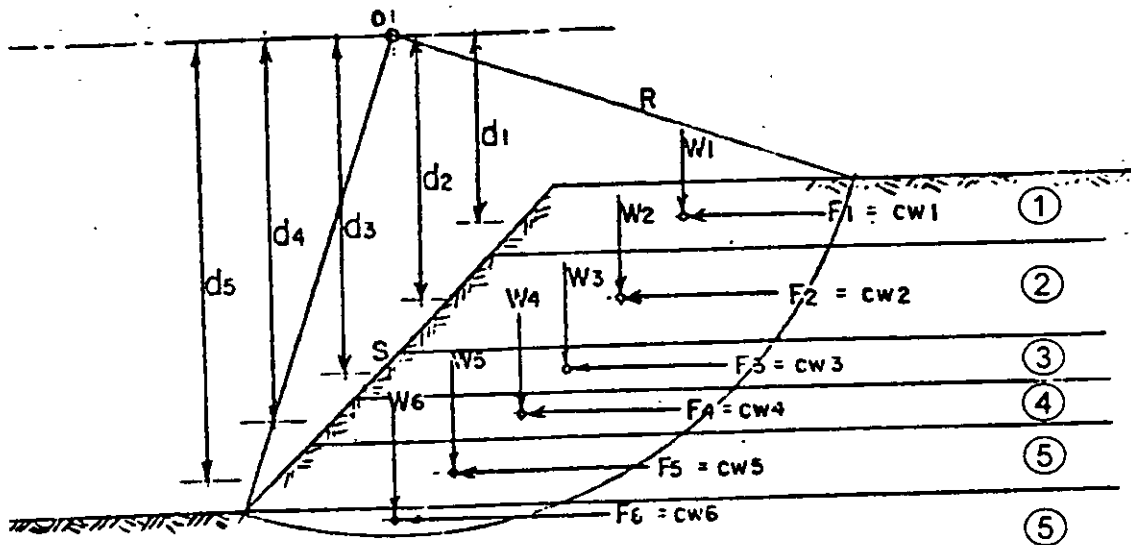
Las fuerzas "f_i" son las fuerzas de inercia producidas por la acción del sismo sobre la masa de suelo, y valen:

$$f_1 = C_1 W_1$$

Donde C es el coeficiente sísmico, que depende de la región geográfica donde se excave el talud. Para zonas de sismicidad moderada puede considerarse: $0.06 \leq C \leq 0.12$ Por tanto:

$$Mms = C \sum f_i d_i = C \sum W_i d_i$$

"W_i" es el peso de cada estrato y "d_i" es la distancia vertical entre el centro del círculo de falla y el punto medio del estrato considerado. En la figura 8 se pueden observar los parámetros mencionados.



$F_1 = C_1 W_1$
 $C = \text{Coeficiente Sismico}$
 $0.06 < C < 0.12$
 $M \text{ motriz sismico} = C \sum W_i d_i$

Fig. 8 Efectos del sismo en la estabilidad de un talud.

Finalmente, el Factor de Seguridad contra deslizamiento del talud, tomando en cuenta el efecto sismico será:

$$F.S. = M_{\text{resistente}} / (M_{\text{motriz}} + C \sum W_i d_i)$$

Efecto de una sobrecarga en la estabilidad de taludes

En el análisis de estabilidad de taludes es muy importante tomar en cuenta la presencia de sobre argas sobre la corona del talud, estas sobrecargas pueden ser del tipo de cargas permanentes de una cimentación vecina, de un almacenamiento o bodega vecinos o del peso propio del equipo de construcción que transita sobre el hombro del talud.

Sobrecarga por cimentaciones vecinas

Deberá revisarse cuál es el tipo de cimentación sobre el que se sustentan las estructuras vecinas al talud, las cuales pueden ser zapatas aisladas, zapatas continuas, cajones de cimentación o

incluso cajón de cimentación con pilotes. En el caso de los pilotes, la estabilidad del talud será poco influenciada, ya que los pilotes de las estructuras vecinas transmiten la carga vertical a estratos de suelo más profundos.

En las figuras 9a, 9b, 9c y 9d, se muestran las posibilidades de la presencia de sobrecargas. En el primer caso, la sobrecarga transmitida por zapatas aisladas o continuas, produce un momento adicional al Momento Motriz que proporciona la masa de suelo. El Momento por esta sobrecarga "Ms", puede valuarse como:

$$M_s = (P_1 / B_1) d_1 = q_1 d_1$$

Las literales tienen el significado mostrado en la figura 9a. La carga "q" puede darse en ton/m² o en ton/m según sea la zapata aislada o corrida. El Momento motor del Factor de Seguridad crítico se deberá incrementar en el valor dado por Ms.

En el caso del cajón de cimentación, figura 9b, la sobrecarga deberá calcularse a partir del peso total de la estructura "W", considerando únicamente el peso propio y las cargas permanentes, divididas entre el ancho total del cajón "B", (aunque una parte del cajón se ubique fuera del área de influencia del círculo crítico). Esta sobrecarga "q= W/B" es la que producirá el momento Ms que habrá que añadir al Momento Motor que corresponda al Factor de Seguridad crítico, El brazo de giro "d" de la sobrecarga "q" deberá considerarse a la parte media del ancho total de la cimentación, pues se considera que el cajón es una cimentación rígida.

El Momento de sobrecarga "Ms" que habrá que sumar al Momento Motor del Factor de Seguridad crítico será entonces:

$$M_s = q d = (W/B).d$$

No hay que olvidar que la masa de suelo deslizante en este caso, debe considerarse descontando el volumen que ocupa el propio cajón de cimentación para todos los círculos analizados. Esta situación debe ser revisada cuidadosamente para ver si es tomada en cuenta por el paquete de cómputo que se esté utilizando, o hacer el análisis de tanteos "a pie".

En el caso de una sobrecarga proporcionada por el peso de productos almacenados en el piso de una bodega, almacén o nave industrial vecina al talud, figura 9c, el Momento Motor debe incrementarse por el valor del momento "Ms" que produce esta sobrecarga el cual estará dado por:

$$M_s = q \cdot d$$

Donde "q" es la sobrecarga en el tope del talud en ton/m^2 .

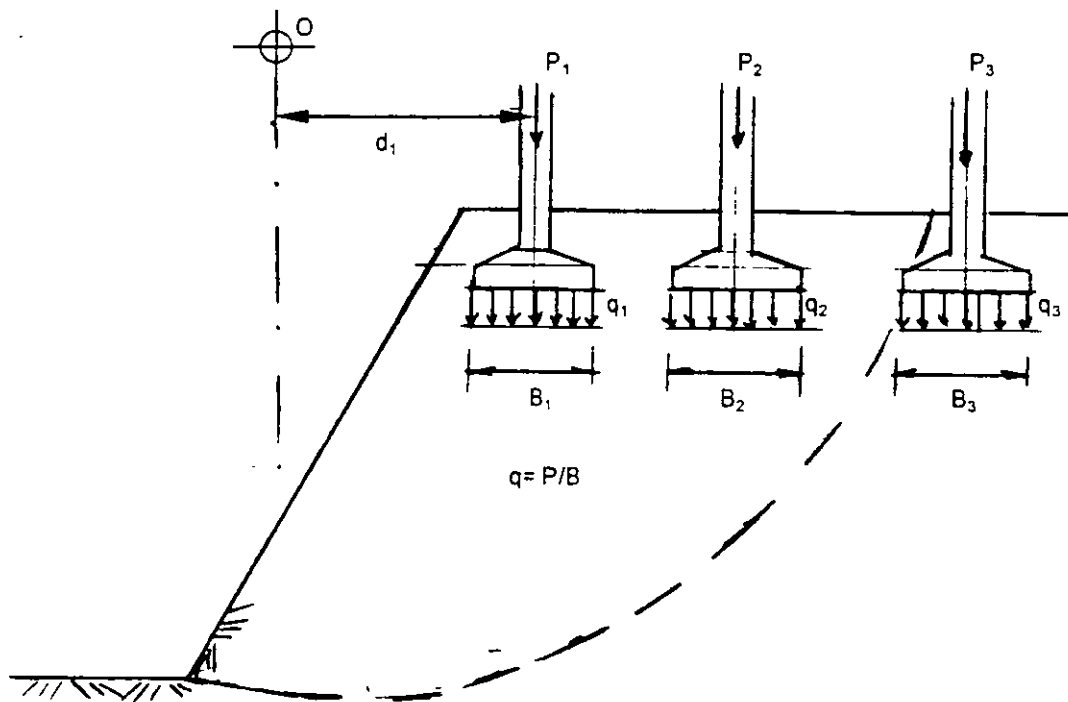


Fig. 9a Sobrecarga por zapatas aisladas o continuas

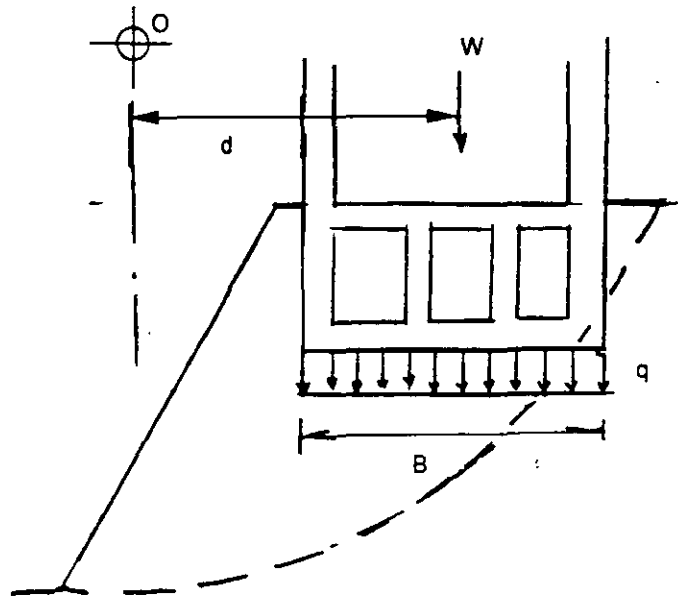


Fig. 9b Sobrecarga por cajón de cimentación

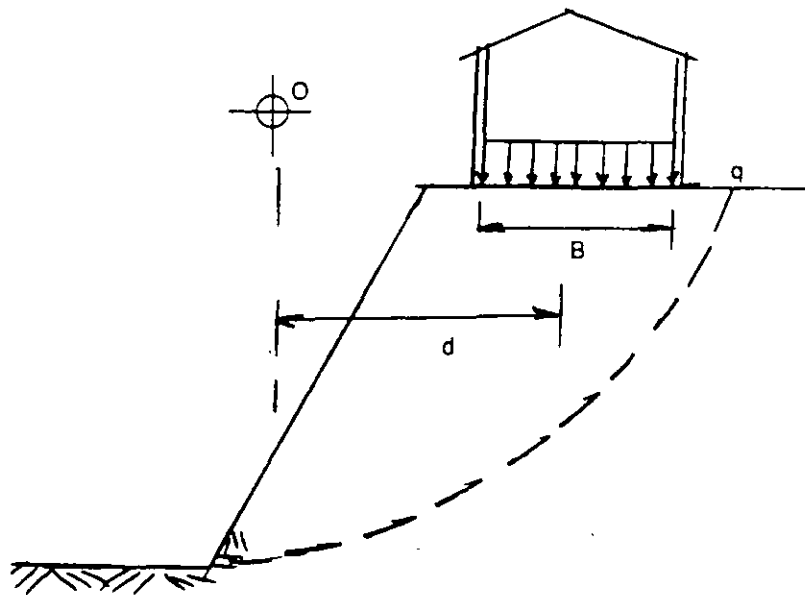


Fig. 9c Sobrecarga por carga en pisos de bodegas o almacenes

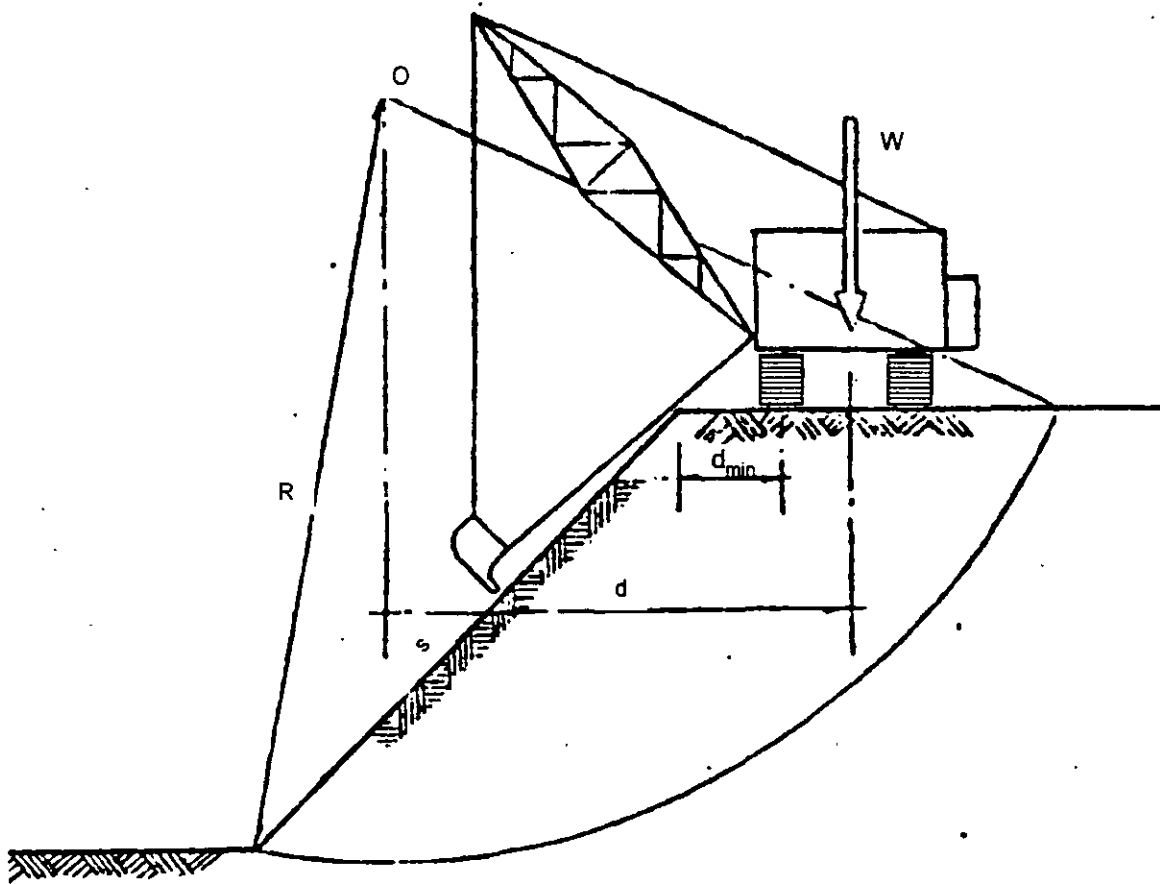


Fig. 9d Sobrecarga por maquinaria de construcción

Sobrecarga por maquinas de excavación

La maquinaria de excavación generalmente opera sobre el hombro de los taludes, su principal efecto es la transmisión al talud de fuerzas de tipo dinámico producidas por el impacto. Este hecho conduce a que algunos taludes que en condiciones estáticas son estables, se pueden volver críticos bajo la acción del paso de la maquinaria.

Un método de análisis que permite tomar en consideración este efecto, es el que se representa en la figura 9d y que consiste en lo siguiente. El Momento Motriz "Ms" producido por la sobrecarga es:

$$M_s = W \cdot d$$

Donde "W" es el peso de la sobrecarga o de la grúa, "d" es la distancia horizontal entre el centro del círculo de falla y el eje de la sobrecarga. En la figura 9d se puede observar la posición de la maquinaria.

El Momento Motriz se debe incrementar por efecto de impacto, en un porcentaje que puede variar entre el 30% y el 35%. Por lo tanto el Momento Motriz "Ms" será:

$$M_s = 1.35 W.d$$

Así, el Factor de Seguridad por el efecto de la sobrecarga vale:

$$F.S. = M_r / (M_m + 1.35 W.d)$$

Fallas por traslación

Las fallas por traslación o deslizamiento de una masa de tierra que forma parte de un talud, ocurren cuando dentro del terreno de cimentación y a relativamente poca profundidad, existe un estrato de baja resistencia paralelo o casi paralelo a la superficie del terreno. En la figura 10 se muestra este tipo de falla.

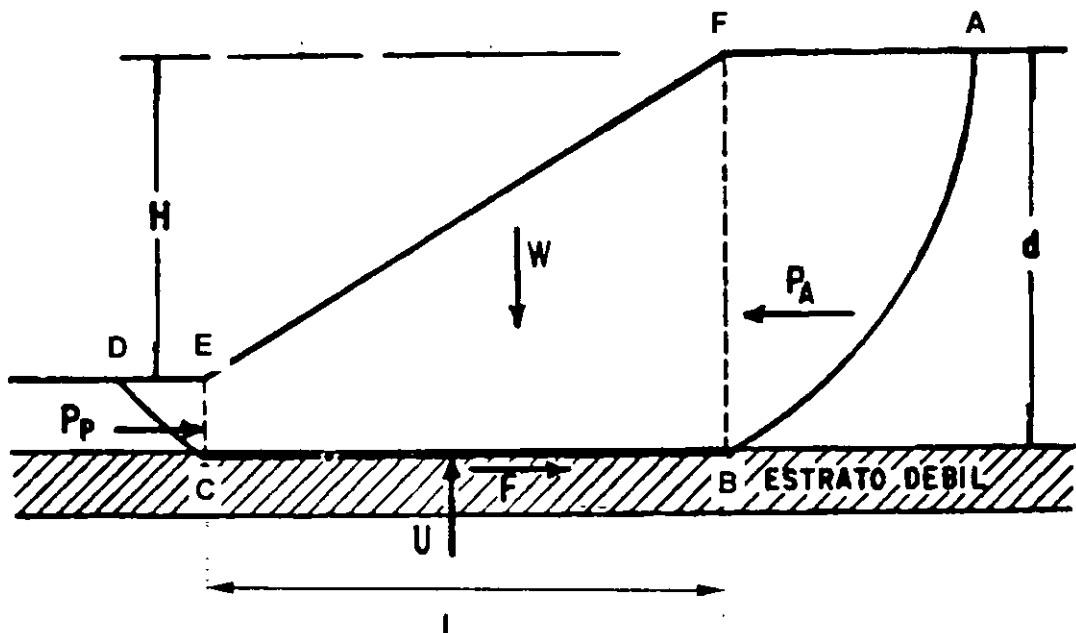


Fig. 10 Superficie de falla compuesta, correspondiente a una falla por traslación

Suponiendo que la masa de suelo que se moviliza es la ABCD, puede admitirse que la cuña ABF ejerce un empuje activo sobre la parte central BCEF; este empuje trata de hacer deslizar la parte mencionada, oponiéndose a ello una reacción F a lo largo de la superficie CB y el empuje pasivo desarrollado en la cuña CDE.

Los valores de los empujes activo P_A y pasivo P_P , pueden calcularse por la teoría de Rankine.

Si el suelo del estrato débil es puramente cohesivo, el valor de la fuerza F es: $L \cdot c$, donde "L" es la longitud de la parte que desliza y "c" es la cohesión del estrato blando. Si el estrato débil es arenoso y está sujeto a una subpresión que reduzca la presión normal efectiva correspondiente al peso de la masa ECBF en una cantidad importante, la fuerza F deberá calcularse a partir de su valor deducido de la resistencia al corte, considerando la presión normal efectiva $\sigma - u$. El Factor de Seguridad puede definirse como:

$$F.S. = (F + P_P) / P_A$$

Algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes

Para orientar al ingeniero en la forma que puede mejorar el Factor de Seguridad obtenido del círculo crítico de un talud, a continuación se indican algunos métodos para mejorar la estabilidad de taludes en excavaciones, cuyas condiciones originales de estabilidad no sean satisfactorias.

Tender taludes

A primera vista puede pensarse que esta solución sea la más obvia y sencilla, sin embargo muchas veces es poco eficiente o muy difícil en la práctica tender más el talud por razones de espacio.

Si el terreno que constituye el talud es puramente friccionante, la solución es adecuada, pues según se vio anteriormente, la estabilidad de este tipo de suelos está definida por la inclinación del talud.

En suelos cohesivos, por el contrario, la estabilidad del talud está condicionada por la altura del mismo, y la ganancia al tender el talud es escasa y en ocasiones, mala.

En suelos con cohesión y fricción, tender el talud producirá un aumento en la estabilidad general.

Por otro lado, muchos requisitos prácticos tales como la falta de espacio en zonas urbanas, las condiciones económicas emanadas del movimiento de grandes volúmenes de tierra, el costo de invadir terrenos ajenos, etc, hacen imposible, en gran cantidad de casos prácticos, tender los taludes.

Bermas

En excavaciones, se da este nombre de "bermas" a las superficies que a manera de "escalones" se localizan en el cuerpo del talud, con el fin de disminuir el peso de la masa deslizante y aumentar la estabilidad. En la figura 11 se ilustra en un esquema el concepto antes mencionado.

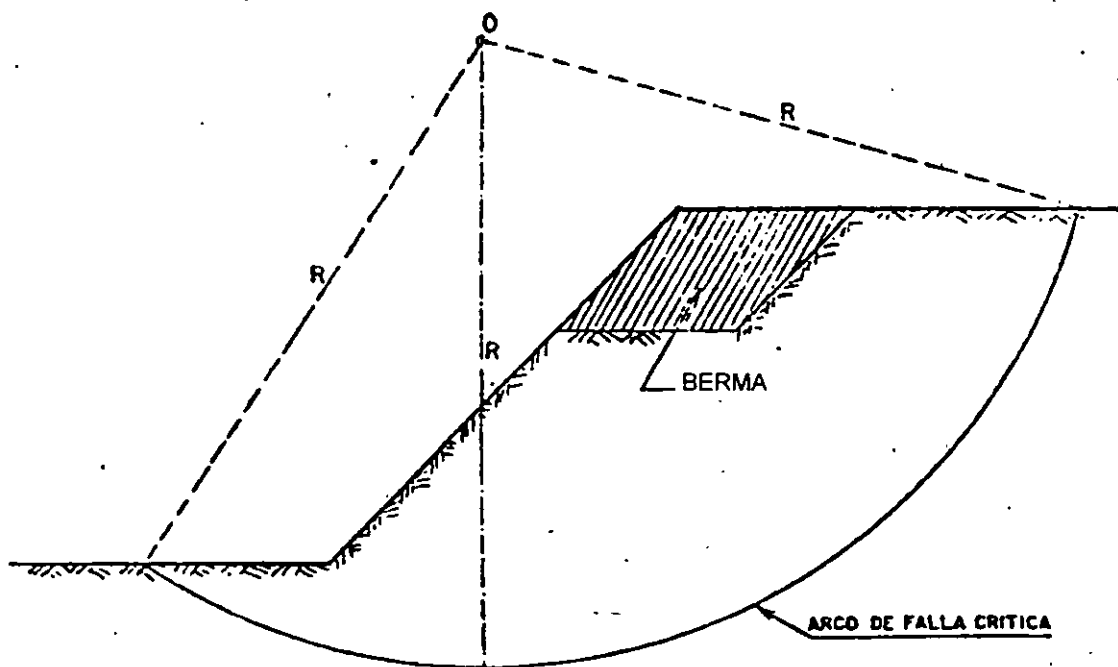


Fig. 11 Efecto de una berma en la estabilidad de un talud.

En general una berma produce un incremento en la estabilidad debido a que por una parte, se elimina parte del peso del material, logrando con esto una disminución del Momento Motor, (área achurada de la figura 11), y por la otra, se aumenta el momento resistente, al obligar la berma a un incremento en la longitud del arco de falla.

En los análisis habrá que tener en cuenta que la presencia de la berma modifica la ubicación del "círculo crítico", por lo que su colocación implicará un nuevo cálculo de la estabilidad del nuevo talud. En la práctica se deberá tener especial cuidado de colocar bermas donde sea más efectiva su influencia para disminuir el Momento Motor.

"Chapeo" de la superficie del talud

Existe la creencia de que colocando una "lechada" o mortero sobre la superficie o cara del talud se logra mejorar su estabilidad, lo que definitivamente no es cierto. Este "chapeo" mejorará solamente las condiciones de erosionabilidad de la superficie del talud, pero de ninguna manera su estabilidad, ya que como se ha visto a lo largo de este tema, en las expresiones del factor de seguridad, no juega ningún papel importante el efecto del "chapeo", excepto que aumenta un poco de peso al Momento Motor, lo cual juega en contra de la estabilidad del talud. Por lo tanto, este efecto no mejora la estabilidad de los taludes.

Excavaciones Ademadas

El proyecto de edificios, puentes y obras viales, principalmente en áreas urbanas congestionadas, conlleva en muchos casos a abarcar la totalidad del espacio disponible y algunas veces estas obras se localizan adyacentes a estructuras existentes, lo que implica que la excavación deba realizarse requiriendo de un ademe, una ataguía o una estructura de contención.

Existen varios tipos de estructuras de contención:

- las tablestacas de madera,

- las ataguías de acero,
- los muros precolados de concreto reforzado, instalados en zanjas con lodo fraguante,
- los muros de concreto colados en zanja bajo lodo bentonítico ("muros Milán"),
- las pilas secantes,
- las pilas de concreto separadas, complementadas con concreto lanzado.

En la figura 12 se muestran los diferentes tipos de ademe, ataguías y estructuras de contención más comúnmente usados.

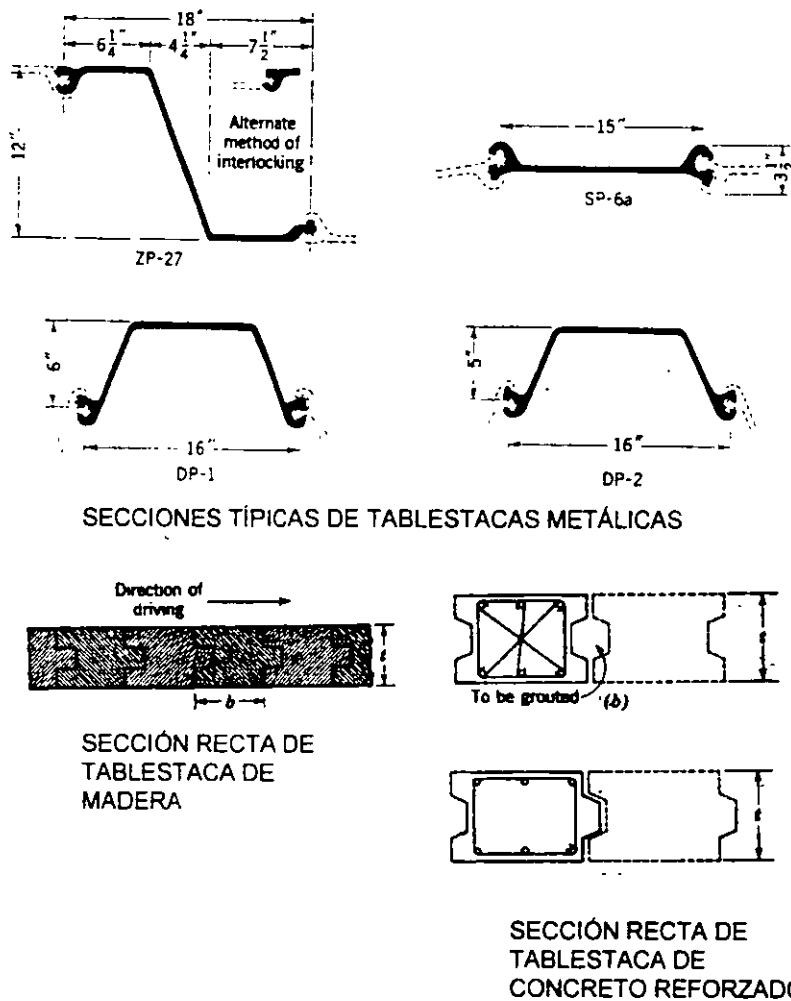


Fig. 12 Diferentes tipos de ademes y ataguías

La ataguía deberá instalarse siguiendo el contorno de la excavación en la medida de lo posible, y su altura deberá cubrir la

máxima profundidad de excavación, más una distancia adicional por debajo de esta, que se considera como "longitud de empotramiento".

Tan pronto como la excavación va avanzando, se van colocando contra la ataguía puntales de madera o de acero, colocados transversalmente a la excavación apoyados contra viguetas o largueros horizontales que distribuyen la carga de los puntales sobre la tablaestaca o ataguía, como se muestra en la figura 13

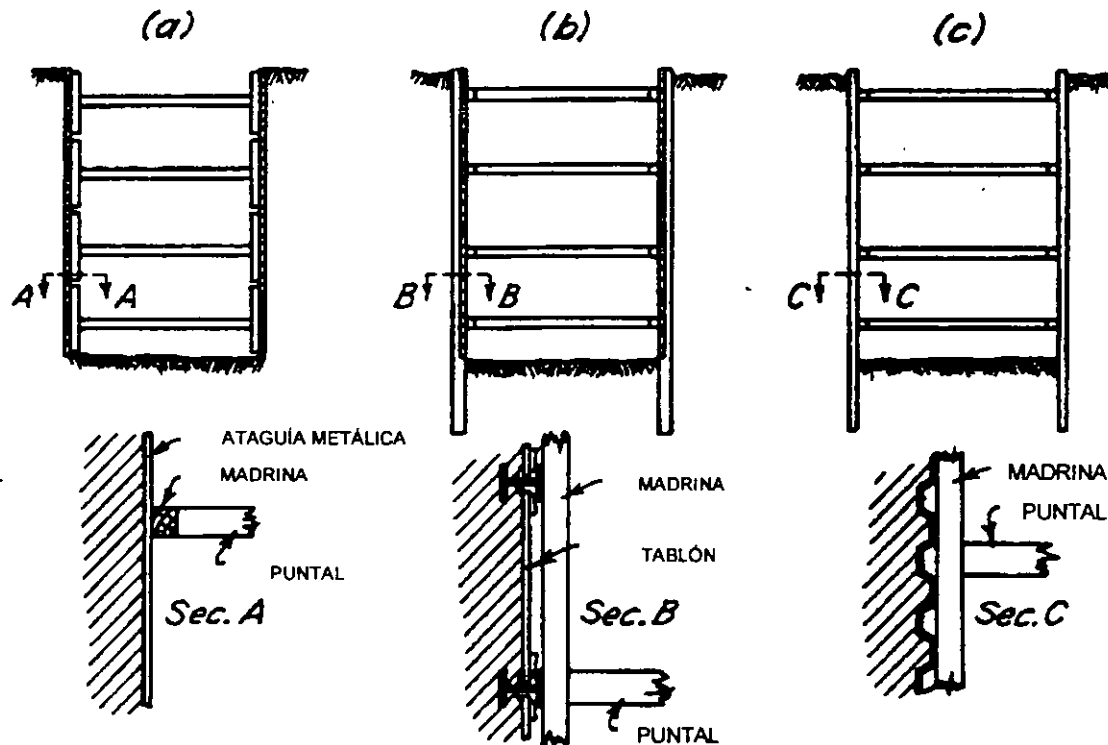


Fig. 13 Secciones de ademe en excavaciones

Tablaestacas de madera

El procedimiento que se sigue en el caso de las tablaestacas de madera consiste primero en definir y elaborar el tipo de tablaestaca, el espesor de los tablonces, el machimbrado y el número de capas de madera que constituirán la estructura, así como la longitud de la "pata" por debajo de la profundidad máxima de excavación. Los tablonces se unen por medio de tornillos de cabeza redonda que no sobresalgan de la madera.

Después se procede al hincado; por lo general la tablaestaca se hinca por tramos cuyo ancho no rebase los 3.00 m ya que mayores anchos dificultan el hincado y pueden dañar la tablaestaca.

La tablaestaca deberá tener una punta metálica en forma de aguja para facilitar la penetración en el terreno, y es aconsejable colocar grasa sobre las superficies de las paredes de la tablaestaca, para facilitar su hincado.

Si el terreno no es muy blando, es necesario hacer algunos barrenos guía espaciados a una cierta distancia, como se indica en la figura 13a, por ejemplo a cada metro, y si aún con esto persisten las dificultades, será necesario cerrar la separación de los barrenos guía, hasta que sean prácticamente continuos, para que la tablaestaca penetre sin dificultad y en forma homogénea. Desde luego, no es recomendable este tipo de estructuras en terrenos donde existen boleos o el material es francamente duro.

Se debe contar con un martillo de hincado y una estructura o "colchón" que proteja la parte superior de la tablaestaca para que no se dañe por los golpes.

Se deberá cuidar la verticalidad durante el hincado, así como el acoplamiento vertical, pues puede ocurrir que la tablaestaca se desvíe y posteriormente, durante la excavación queden espacios abiertos sin protección por donde pueda fluir el material o el agua del exterior.

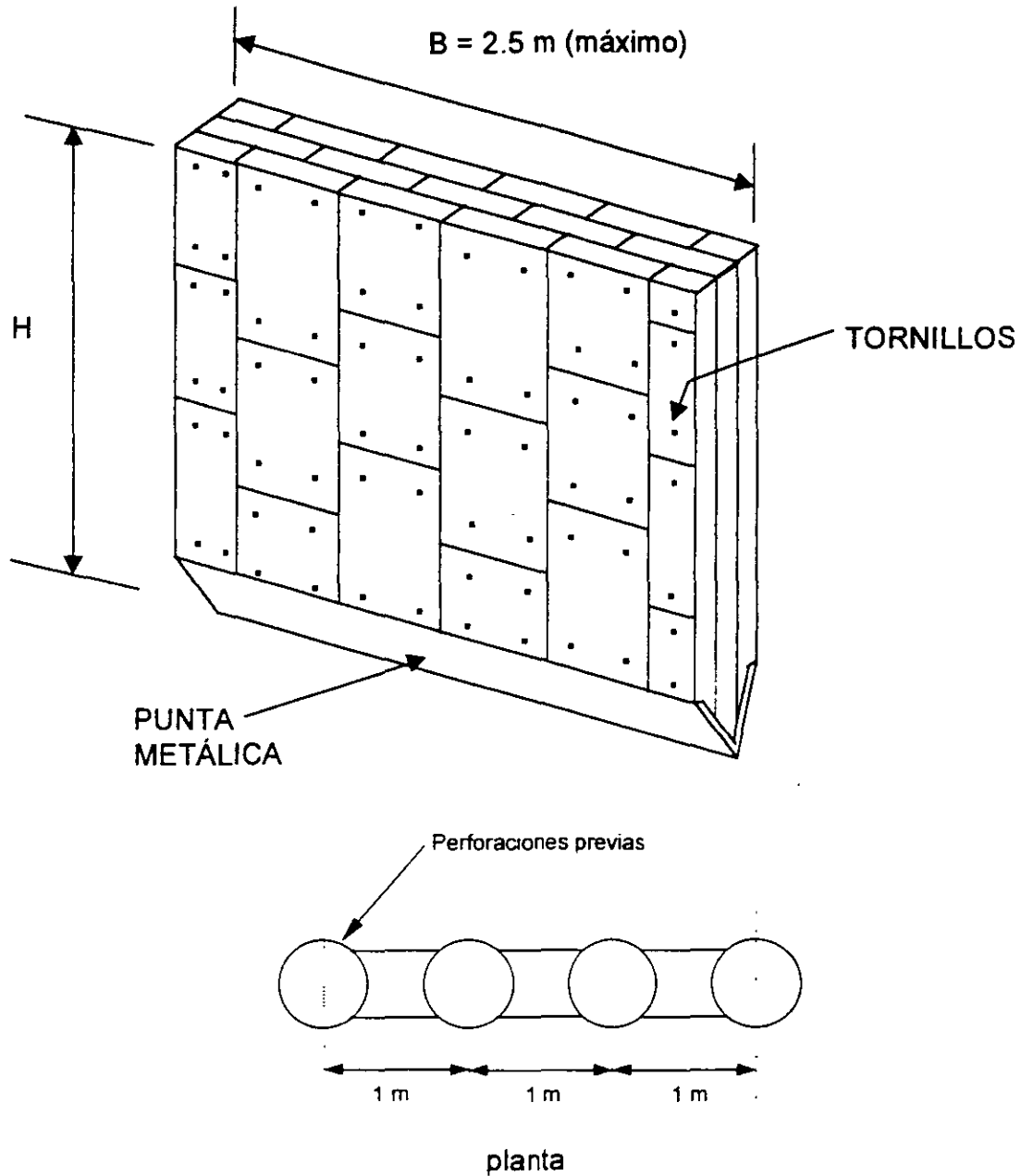


Fig. 13a Tablaestaca de madera

Ataguías metálicas

Las ataguías metálicas están constituidas por elementos o “tablas” largas que se enlazan entre sí, formando una “pared continua”. Su rigidez en el sentido vertical se logra a partir del peralte

de las figuras que se logran al enlazar una con otra, lo que les da un momento de inercia.

Las ataguías metálicas se usan en terrenos mas bien blandos, y se hincan con un equipo de vibración, al que algunas veces se le ayuda con barrenos guía y grasa en las paredes de la ataguía para facilitar su hincado, como en el caso de las tablestacas de madera.

Debe cuidarse la verticalidad y el "engarce" adecuado entre las piezas, con objeto de lograr un hincado uniforme y tener una ataguía sin "aberturas", que causen posteriormente problemas de "caídos" del suelo y de flujo del agua, durante el proceso de excavación.

Este tipo de estructuras de contención, es en general muy flexible, y cuando se decida su uso, deberá tenerse en cuenta que se requieren de claros menores para su apuntalamiento, que pueden causar mayores movimientos en el suelo vecino o en las estructuras vecinas, y además, en muchos países no se fabrican por lo que su adquisición es de importación, con los costos que esto conlleva.

Pilas secantes y pilas separadas

Otro tipo de estructura de contención está constituido por "pilas secantes o tangentes" coladas bajo agua o bajo lodo bentonítico; como se indica en la figura 13b. Su construcción consiste en la excavación de un pozo del diámetro correspondiente a la pila, generalmente de 0.60m a 1.50m, ademado con agua o lodo bentonítico, la introducción del acero de refuerzo y posteriormente el colado u "hormigonado" de la pila utilizando el método "Tremie".

En terrenos con mejor resistencia, pueden construirse las pilas separadas entre sus paños unos 50 cm o 70 cm y colocar concreto lanzado en la pared dejada por el terreno natural.

Estas pilas, al igual que las tablaestacas de madera y las ataguías deben apuntalarse para tomar los empujes laterales, lo que puede ser ya sea con viguetas y puntales metálicos temporales o con anclas.

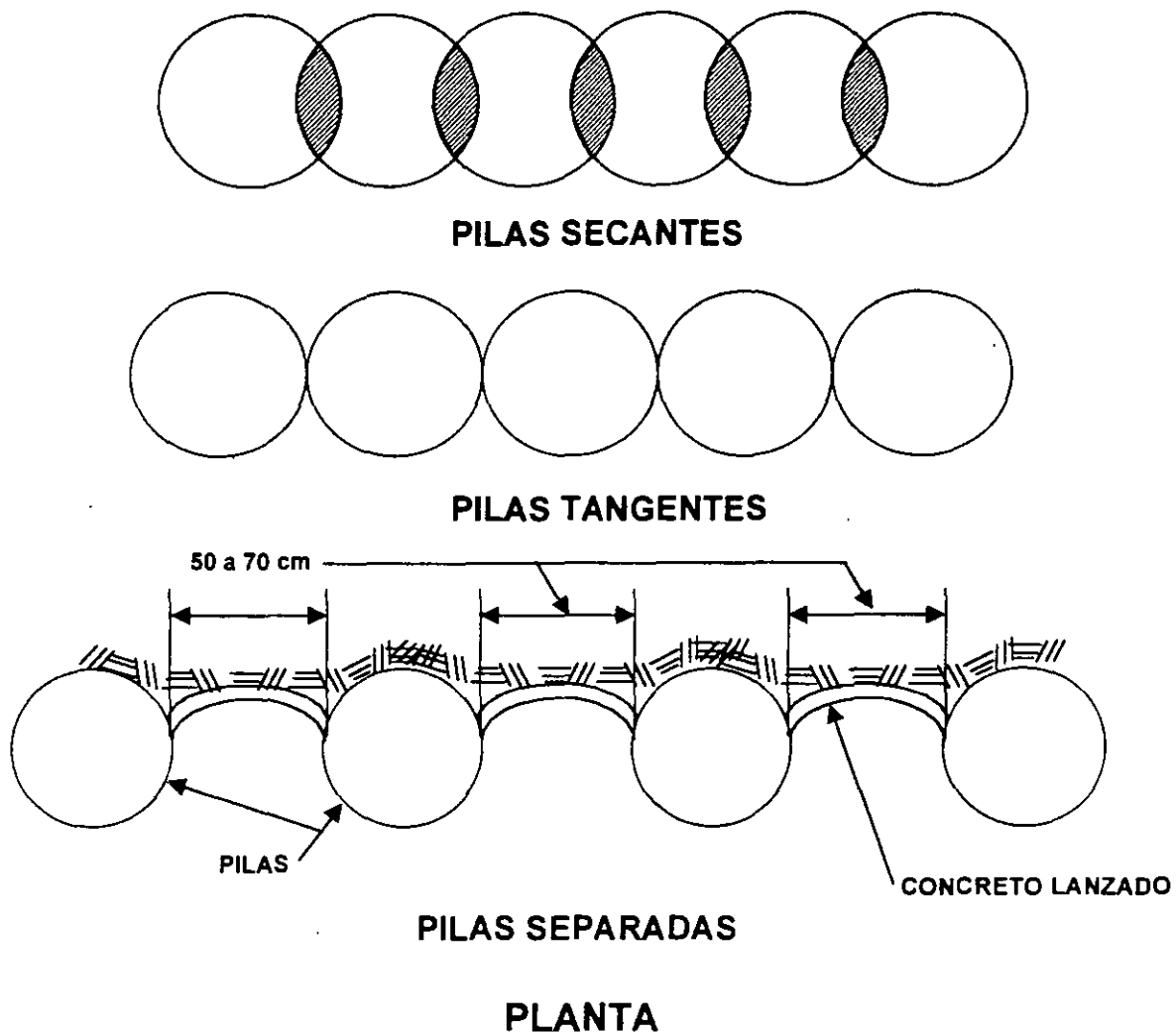


Fig 13b Pilas secantes y tangentes

Muros "Milán"

El muro de concreto reforzado, colado en sitio, dentro de una zanja ademada con lodo bentonítico, también conocido como "muro Milán", es una estructura de contención muy empleada en zonas urbanas y constituye una estructura rígida, prácticamente impermeable y que bien apuntalada puede proporcionar un adecuado funcionamiento para proteger a las estructuras vecinas de los daños que puede causar una excavación.

Para llevar a cabo una excavación, se deben construir primero los muros colados "in situ" ubicados en todo el perímetro de la excavación.

Para construir estos muros, el procedimiento consiste en excavar unas zanjas de 40 cm a 80 cm de ancho y de una longitud variable entre 4.50 m y 7.00 m, dependiendo de la longitud de tablero de muro que sea conveniente a la obra y de la geometría de la cimentación. La profundidad de la zanja corresponderá a la profundidad máxima a la que se hará la excavación, más una profundidad adicional que conformará la "pata" ó longitud de empotramiento del muro.

La excavación de la zanja se hace con una máquina tipo "casagrande" provista de un cucharón de "almeja" y una barra guía. A medida que avanza la excavación de la zanja, se vacía simultáneamente en su interior lodo bentonítico de ciertas características de viscosidad y densidad, con objeto de contener temporalmente las paredes de la zanja y evitar caídos.

La excavación se realiza colocando la almeja en varias posiciones hasta cumplir con la longitud planeada del tablero del muro. Una vez terminada la excavación, se procede a extraer el azolve que pueda haberse acumulado en el fondo de la zanja, con un "air lift" o "aspiradora".

Posteriormente se introduce la parrilla que constituye el acero de refuerzo del muro, cuidando que lleve unos separadores, para que quede "centrado" dentro de la zanja. Asimismo, cuando el acero ya ha sido colocado en su posición definitiva, se debe vigilar que en su parte superior se coloque un lastre, sobrepeso, o alguna fijación de tipo mecánico para que no flote.

A continuación se procede al colado del concreto dentro de la zanja, utilizando el método Tremie, el cual consiste en introducir una tubería metálica de 30 cm de diámetro, constituida por varios tramos que se encuentran acoplados entre sí herméticamente, hasta llegar al fondo de la zanja. En su parte inferior, la tubería lleva un "tapón" o balón inflado que se atora y que impide que el lodo se introduzca dentro del tubo Tremie. En su parte superior se coloca una pequeña tolva que sirve para recibir el concreto.

Una vez que el tubo se ha apoyado en el fondo, se procede a vaciar el concreto dentro de la tubería a través de la tolva superior, y cuando el concreto llega al fondo, con una grúa se levanta un poco el tubo Tremie y en ese momento el peso de la columna de concreto desatora el balón de latex y empieza a ocupar su lugar dentro de la zanja y a desplazar paulatinamente al lodo, el cual reboza por la parte superior de la zanja donde es recolectado para darle varios usos.

El concreto debe vaciarse dentro de la zanja en forma continua, sin interrupciones, a fin de que el lodo nunca entre dentro del tubo, pues se contaminaría y el muro queda de mala calidad.

En esta forma el concreto llegará hasta la parte superior de la zanja y en ese momento quedará concluido el proceso de colado.

Se construirá con este sistema varios tableros alternados, para darle edad al concreto y posteriormente se excavarán las zanjas o tableros intermedios, hasta lograr la continuidad del muro en el sentido longitudinal.

Es importante mencionar que durante la excavación no es necesario lograr una rigidez o continuidad longitudinal, siempre y cuando los muros estén bien anclados o apuntalados. En la figura 14 se ilustra este procedimiento.

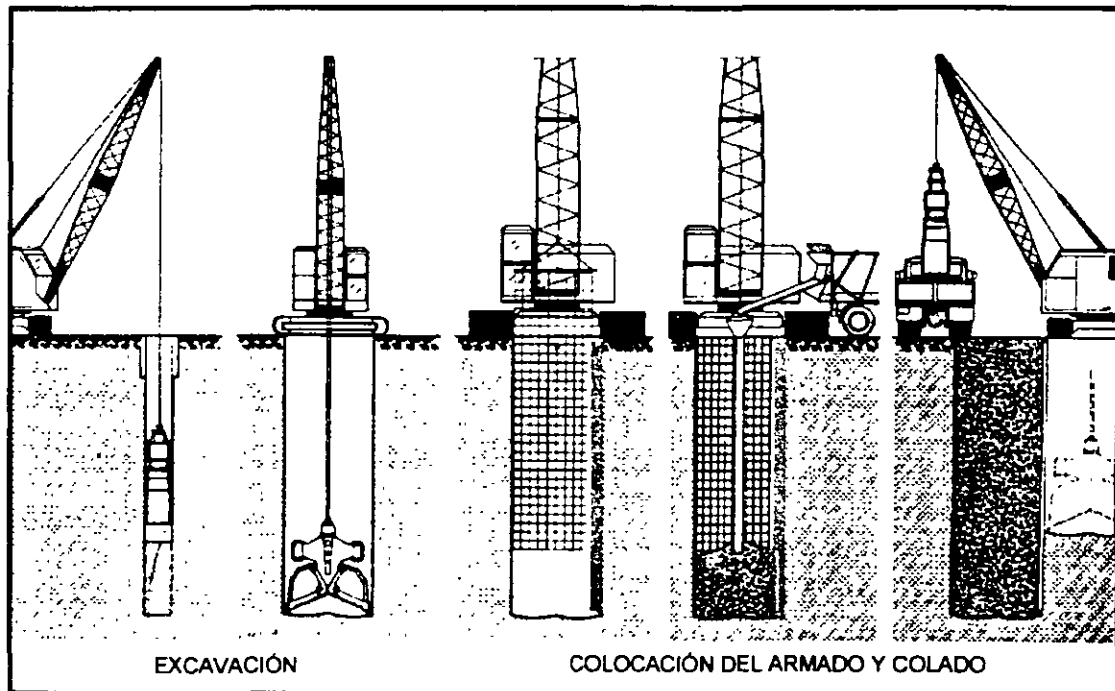


Fig. 14 Proceso de construcción del muro colado "in situ"

Cuando el ancho de la excavación es muy grande, de más de 20 m por ejemplo, en el que se dificulta la colocación de puntales de esta longitud, existen varias posibilidades. Una de ellas consiste en construir un muro "milán" provisional, en una posición convenientemente seleccionada, que reduzca la longitud de los

puntales, y demolerlo posteriormente; o instalar una tablaestaca provisional que se retire cuando la excavación esté terminada.

Otra posibilidad es excavar la parte central del área, hasta su profundidad de desplante y construir la parte de la cimentación correspondiente, dejando que los taludes que se generan por esta excavación, contengan los muros perimetrales. Esta condición de estabilidad temporal del talud con un muro detrás de él, deberá revisarse para que sea estable; es importante también analizar las deformaciones que esta condición produce en el suelo vecino, pues aunque el conjunto talud/muro sea estable, puede ser deformable y causar agrietamientos excesivos en las construcciones vecinas.

En esta otra posibilidad, deberá además considerarse que el área descargada durante la excavación es significativa, por lo que además deberán revisarse que las expansiones inmediatas del fondo de la excavación no sean excesivas. Este procedimiento se indica en la figura 15.

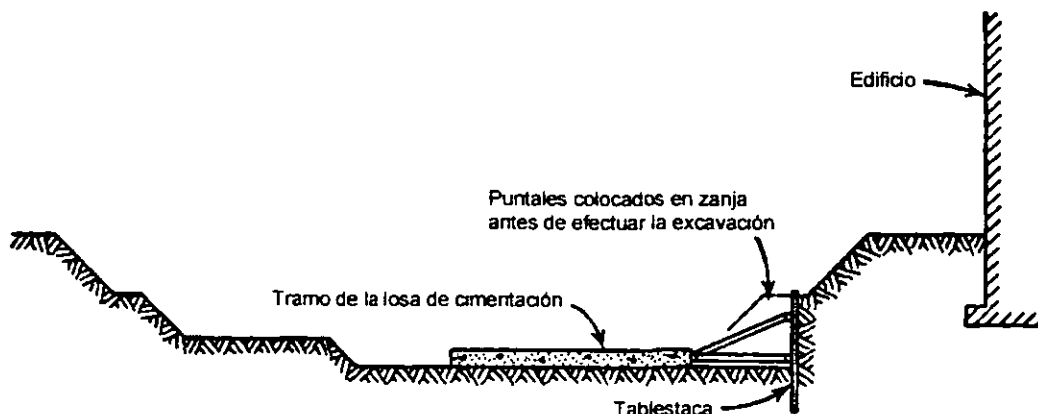


Fig.15 Apuntalamiento típico en una excavación ancha

III EMPUJES LATERALES

En general, la carga que soportarán los puntales es uno de los datos más importantes para el diseño de las estructuras de contención y para el comportamiento de las estructuras vecinas. Por esta razón es necesario conocer con precisión razonable, la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre la ataguía o muro de contención.

A continuación, por considerarlo de importancia para los ingenieros de la práctica que se enfrentan a problemas de excavaciones, se hace un repaso de la teoría de empujes que se

maneja comúnmente en la Mecánica de Suelos, y se plantea el criterio para calcular los empujes laterales que ejerce el suelo sobre los muros o estructuras de contención temporal, sin considerar otro tipo de fuerzas. Esta teoría se encuentra en los textos tradicionales de mecánica de suelos.

Estados plásticos de esfuerzos en una masa de suelo (Estados de Rankine)

Consideremos el caso de una partícula de suelo localizada a una profundidad "z", que no está sujeta a ninguna acción excepto la de su propio peso.

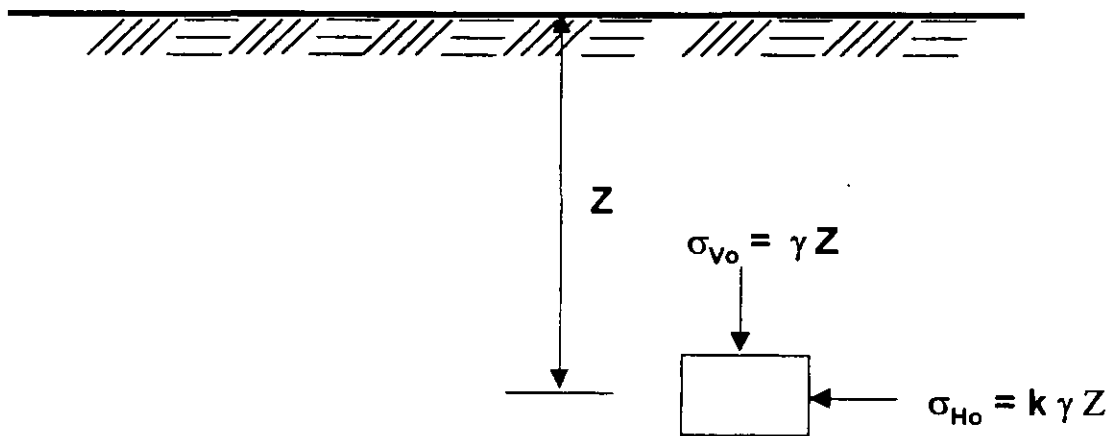


Fig. 16 Estado original de esfuerzos dentro de una masa de suelos

El esfuerzo vertical en reposo σ_{vo} vale:

$$\sigma_{vo} = \gamma Z$$

Si la ley de resistencia al esfuerzo cortante está dada por:

$$S = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Podemos indicar el estado de esfuerzos del suelo en reposo en la gráfica de Mohr.

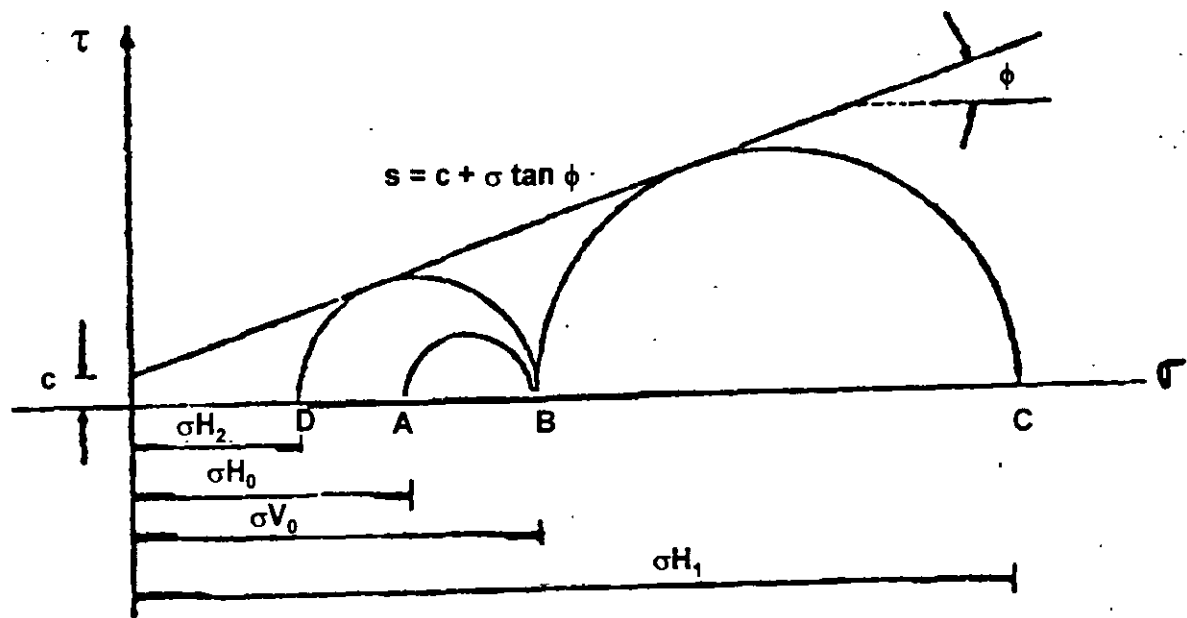


Fig. 17 Diagrama de Mohr que representa los estados de Rankine

El esfuerzo horizontal en reposo puede expresarse en términos del esfuerzo vertical mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{HO} = K_0 \sigma_{VO}$$

$$\sigma_{HO} = K_0 \gamma z$$

Donde k_0 se denomina Coeficiente de empuje en reposo.

Empuje Activo y Pasivo de Rankine

Si por algún medio hacemos incrementar el valor del esfuerzo horizontal σ_{HO} representado por el punto A de la figura 16, llegará un momento en que $\sigma_{HO} = \sigma_{VO}$ (punto B) y si continúa este incremento se tendrá $\sigma_{HO} > \sigma_{VO}$ de tal manera que se alcanza el punto C que representa un estado de esfuerzos de falla, pues en este punto el círculo de Mohr se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en un estado de equilibrio plástico o "Estado de empuje pasivo de Rankine". En este caso $\sigma_{H1} > \sigma_{HO} > \sigma_{VO}$.

Si por el contrario, por algún medio hacemos que el valor del esfuerzo horizontal σ_{H0} disminuya paulatinamente, el valor del esfuerzo horizontal pasará del punto A hasta el punto D, en el cual el círculo de Mohr de este nuevo estado de esfuerzos se hace tangente a la envolvente de falla y se dice que el suelo se encuentra en otro estado de equilibrio plástico o "Estado de empuje activo de Rankine". Nótese que en este caso: $\sigma_{H2} < \sigma_{H0} < \sigma_{V0}$.

Es sencillo demostrar matemáticamente, a partir de la gráfica de Mohr, que para el estado de empuje activo y pasivo, el esfuerzo horizontal vale:

$$\sigma_{\text{Activo}} = (\gamma z + q) \tan^2(45^\circ + \phi/2) - 2c \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$\sigma_{\text{Pasivo}} = (\gamma z + q) \tan^2(45^\circ - \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2)$$

Si llamamos: $N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$, las expresiones anteriores quedan:

$$\sigma_{\text{Activo}} = (\gamma z + q) / N_\phi - 2c \cdot 1/\overline{N}_\phi$$

$$\sigma_{\text{Activo}} = (\gamma z + q) N_\phi + 2c \cdot \overline{N}_\phi$$

Se denominan "Coeficientes de empuje Activo y Pasivo" a los siguientes valores:

$$K_A = 1/N_\phi = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$K_P = N_\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Puede observarse que los coeficientes anteriores dependen únicamente del ángulo de fricción interna del material y puede demostrarse además que:

$$K_A \cdot K_P = 1$$

Si para un suelo con cohesión y fricción, elaboramos una gráfica de empuje vs. Profundidad, obtenemos los siguientes diagramas:

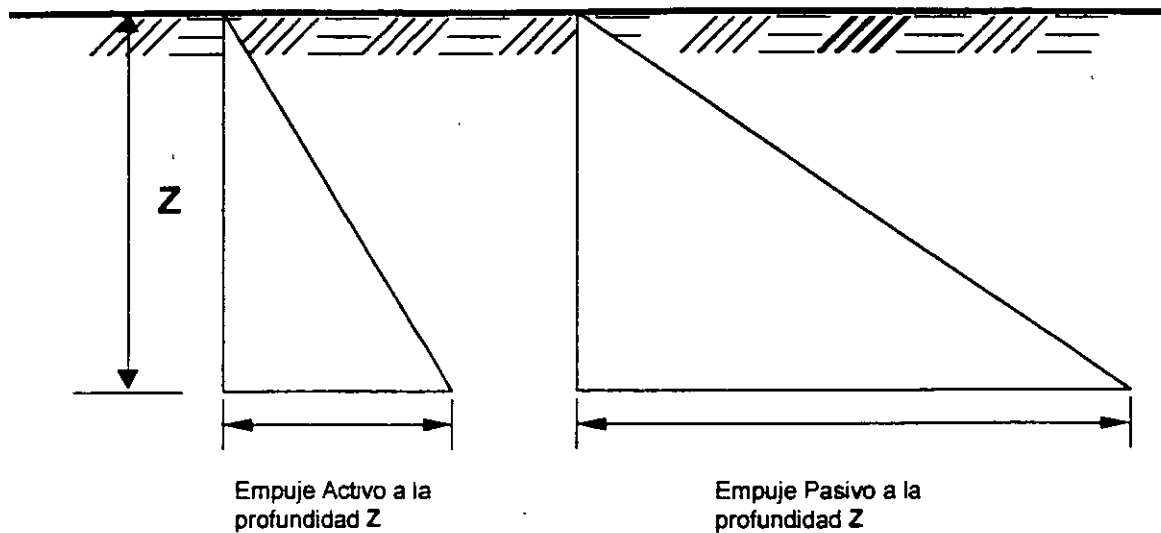


Fig. 18 Empujes Activo y Pasivo

De acuerdo con los estados de equilibrio plástico de Rankine, puede observarse que el "estado de reposo" de un suelo es un estado intermedio entre el activo y el pasivo, por lo que podemos escribir que:

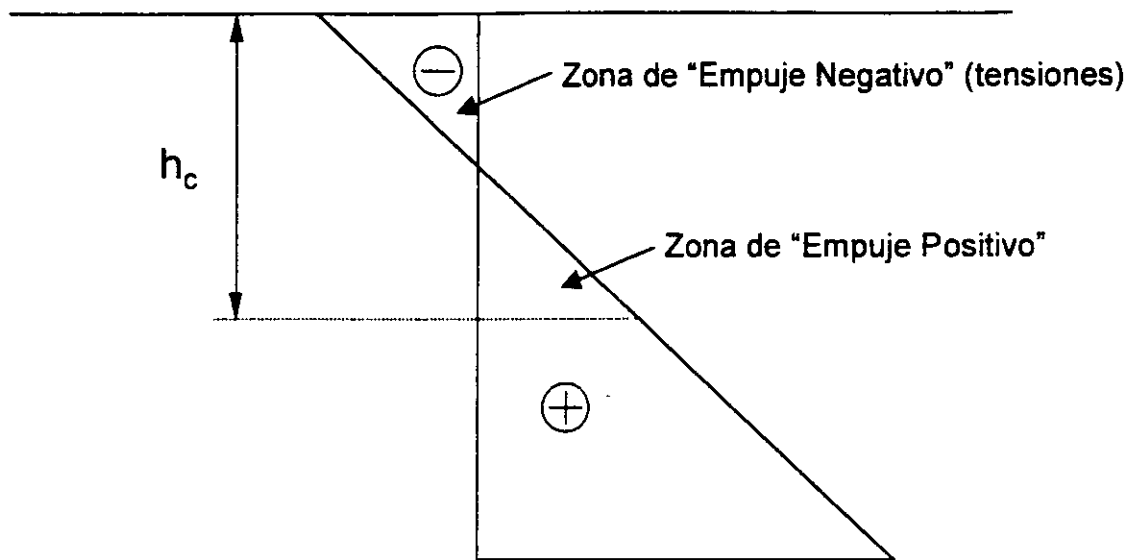
$$K_A < K_0 < K_P$$

Altura Crítica

Si observamos la expresión matemática que define el valor del esfuerzo horizontal σ_H que corresponde al empuje activo, puede suceder que este valor resulte negativo si el segundo sumando es mayor que el primero. A medida que "z" aumenta, dicha expresión se convierte en positiva, cuando el segundo término es menor que el primero.

Lo anterior significa que para valores negativos de la expresión del esfuerzo horizontal, el suelo no sólo no empuja, sino que presenta tensiones en su interior que lo hacen permanecer estable con una pared vertical debido a su resistencia al corte.

En la siguiente figura puede ilustrarse esta condición.



Altura Crítica; $h_c = 4c / \gamma \tan (45^\circ - \phi / 2)$

Si $\phi = 0$ $h_c = 4c / \gamma$

Fig. 19 Altura Crítica

A la profundidad h_c las áreas de empuje positivo y negativo se igualan y el suelo no empuja, por lo que a este valor de h_c se le denomina "altura crítica" y puede interpretarse como la profundidad a la cual el suelo puede permanecer estable en pared vertical sin soporte lateral, debido a su resistencia al corte.

Si valuamos a partir de la expresión del esfuerzo horizontal activo $\sigma_{Hactivo}$ el empuje total a una profundidad z cualquiera, obtendremos:

$$E = \sum \sigma_{activo} dz = (z^2/2) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2cz \tan (45^\circ - \phi/2)$$

De acuerdo con la definición de altura crítica, si $E = 0$, $z = h_c$, entonces:

$$0 = (h_c^2/2) \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - 2ch_c \tan (45^\circ - \phi/2)$$

Despejando el valor de h_c tenemos:

$$H_c = 4c / \gamma \tan (45^\circ - \phi / 2)$$

Que es la expresión que proporciona la altura crítica para un suelo cohesivo friccionante. Si el suelo únicamente tiene cohesión, la altura crítica vale: $h_c = 4c / \gamma$

En la práctica el valor de la altura crítica suele ser menor que el dado por la expresión anterior.

En las expresiones anteriores puede observarse que un suelo puramente friccionante ($c = 0$), no soporta las paredes verticales, sin soporte lateral.

Cargas sobre puntales

La magnitud y distribución de los empujes depende no solo de las propiedades del suelo, sino también de la flexibilidad de la estructura de contención, así como de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo.

Conforme la excavación avanza, la rigidez proporcionada por los puntales ya colocados, impide el desplazamiento del suelo en las zonas próximas a los apoyos de los puntales. Por otra parte, bajo el efecto del empuje, cuando el ademe es rígido, la ataguía tiende a girar en la parte profunda hacia el interior de la excavación, de manera que la colocación de los puntales en esas zonas, va precedida de un desplazamiento del suelo que será mayor, cuanto mayor sea la profundidad de excavación.

Esta deformación es equivalente, desde el punto de vista de la distribución de presiones, a un giro del elemento de soporte alrededor de su extremo superior. En estas condiciones de deformación, las teorías clásicas de empuje de tierras, no son aplicables y por lo tanto, para calcular el empuje en este tipo de estructuras, es necesario recurrir a mediciones efectuadas sobre modelos a escala natural o en obras reales.

A este respecto, Terzaghi y Peck, con base en mediciones efectuadas en el campo, en varias obras, propusieron para fines de

diseño una envolvente sencilla, de forma trapecial o rectangular, según el tipo de suelo, útil para ser aplicada en el diseño del sistema muro – puntales, en cualquier tipo de excavaciones ademadas. En la figura 20 se muestran dichas envolventes.

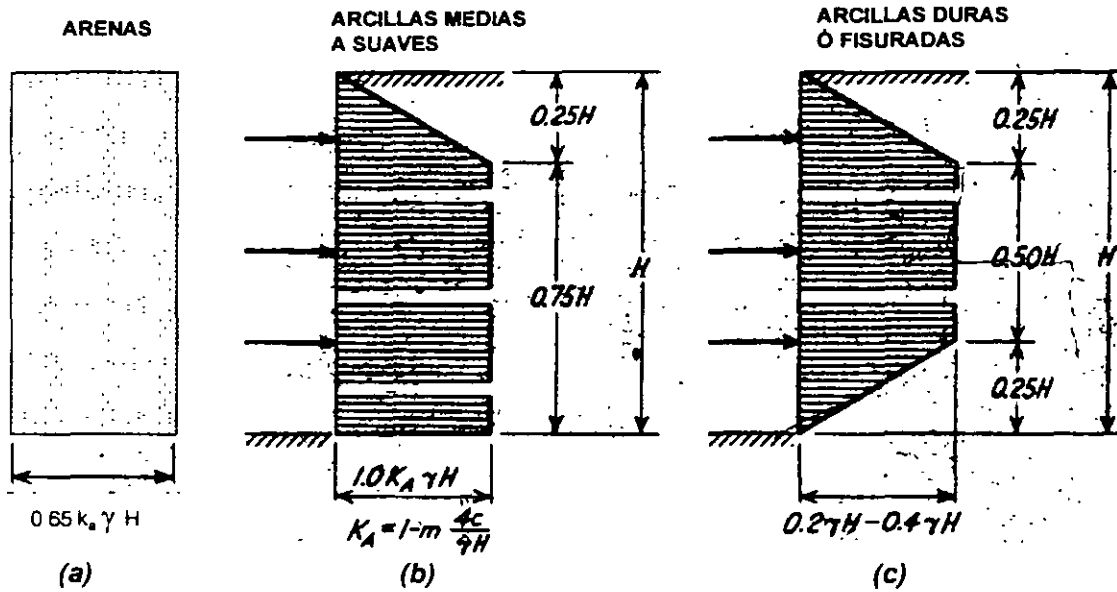


Fig. 20 Diagrama de presiones aparentes para diseño y revisión de estructuras de contención.

Para calcular la carga que deben soportar los puntales, se ha propuesto un procedimiento simplificado, el cual ignora los efectos de la continuidad en la rigidez de la ataguía, convirtiendo el problema en uno estáticamente determinado. Esta solución sobrevalúa la carga de los puntales, pero la solución está del lado de la seguridad.

Las cargas de los puntales se obtienen calculando y sumando las reacciones de varias vigas independientes, según se muestra en la figura 21.

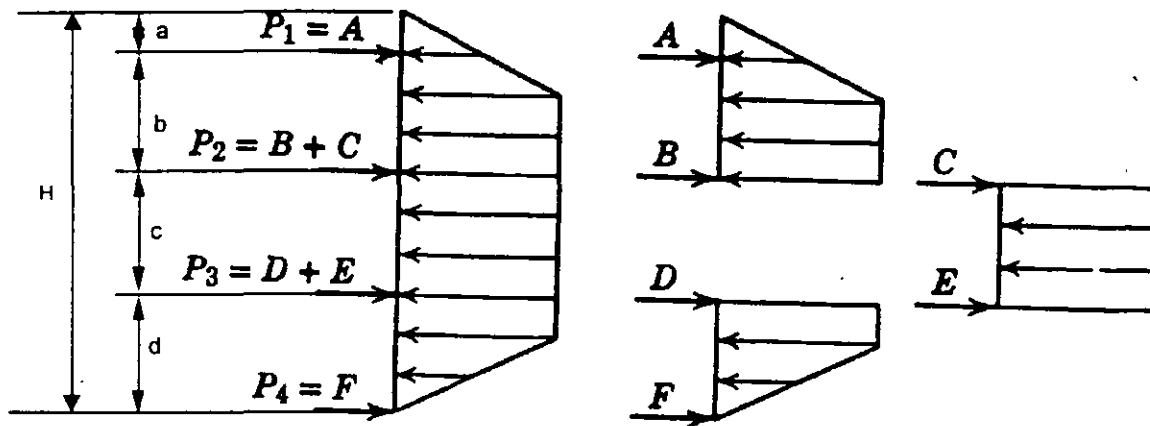
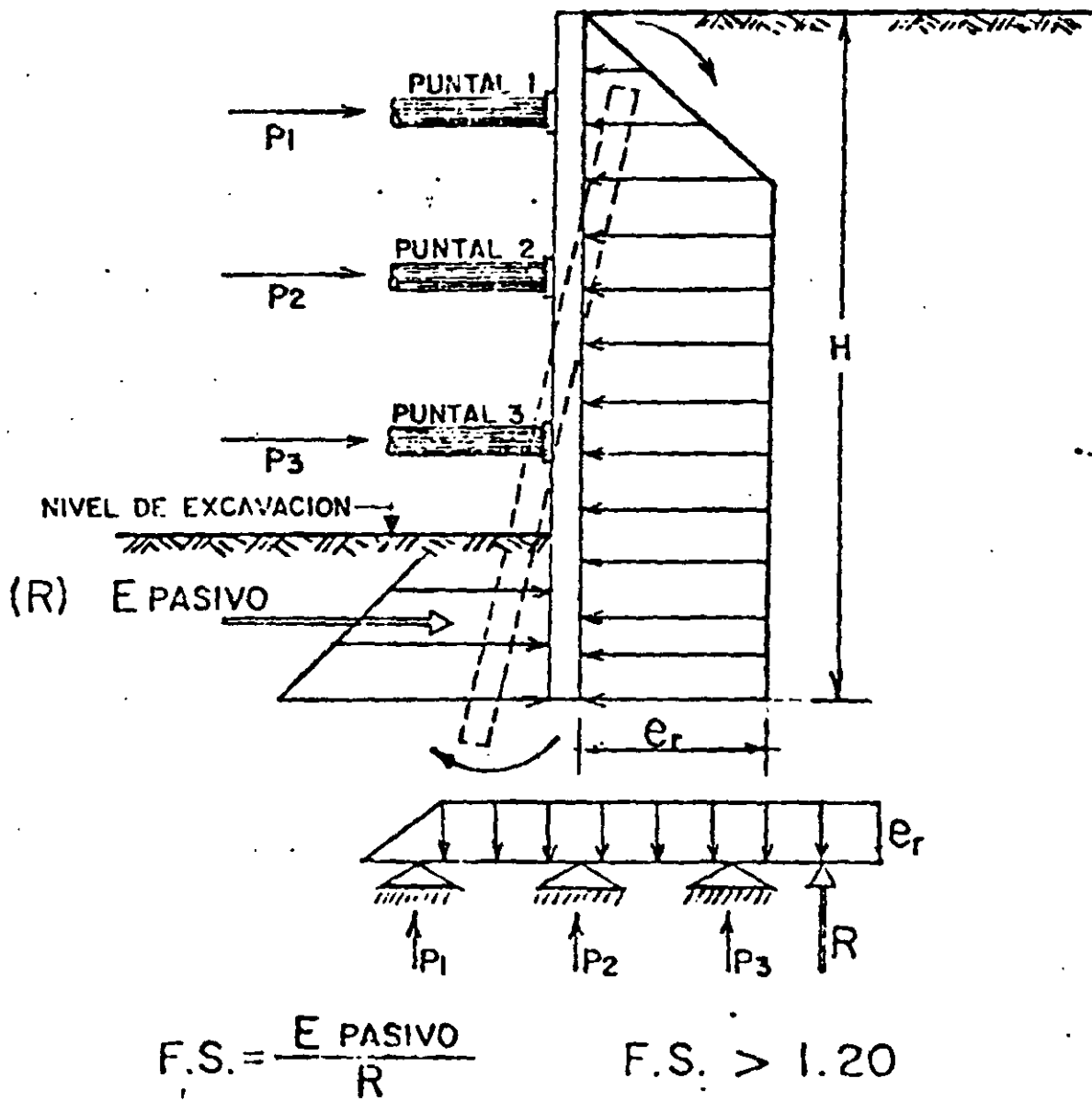


Fig. 21 Cálculo de la carga de los puntales en una excavación ademada.

Otra manera de calcular la carga sobre los puntales, es considerando a la ataguía como una viga continua.

Falla por "pateo"

En la figura 22 se muestra esquemáticamente la forma de analizar la tablaestaca contra un riesgo de falla por "pateo"; es decir, cuando la ataguía es rígida y la excavación está próxima a llegar al fondo, existe la posibilidad que el empuje pasivo que produce el suelo en la parte interior de la ataguía (zona de la "pata" del muro), sea insuficiente y se produzca un giro como el que se indica en la figura 22, a esta falla se le conoce como falla por "pateo".



$$F.S. = E \text{ pasivo} / R \qquad F.S. < 1.20$$

Fig. 22 Análisis de falla por pateo para estructuras de contención rígidas.

Falla de fondo

Uno de los aspectos que es importante considerar en el estudio de estabilidad de las excavaciones además en suelos blandos, es el de la posible "falla de fondo".

Se ha observado en multitud de excavaciones profundas realizadas con pocas precauciones en arcillas blandas, que al rebasar cierta profundidad, el fondo deja de ser estable, los bufamientos hasta entonces normales, se incrementan considerablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la excavación tendiendo a cerrarla. Esto ocasiona que se levante el fondo de la excavación y además, acarrea deformaciones de toda la zona de excavación y asentamientos considerables de sus vecindades, en cuestión de horas.

Las consecuencias que se derivan de ello pueden ser desastrosas si a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma, existen estructuras.

En general, todos los criterios que existen sobre el análisis de falla por el fondo de la excavación, consideran el problema como un problema equivalente al de capacidad de carga, en el que el material que subyace a la excavación debe tener la resistencia al corte suficiente para soportar los esfuerzos que produce la presión vertical no equilibrada al nivel del fondo de la excavación, debido al peso de los bloques de suelo que la limitan a uno y otro lado.

Al igual que en el problema de capacidad de carga, los valores menores del Factor de Seguridad F.S., corresponden a una excavación infinitamente larga respecto a su ancho y los mayores, a una excavación cuadrada o circular.

La capacidad de carga de una arcilla, a una profundidad " D_f ", está dada según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud " q ", el valor de q_c pasa a ser:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f + q$$

En el segundo miembro de la ecuación anterior, el término $c N_c$ representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla, en tanto que el término $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo vertical al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente y a las sobrecargas, si las hubiere.

En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo incipiente, la resistencia a lo largo de la superficie de falla, $c N_c$, se opone al flujo del material hacia el fondo de la excavación, hacia donde tiende a moverse por efecto de la presión $\gamma D_f + q$. Ver figura 23.

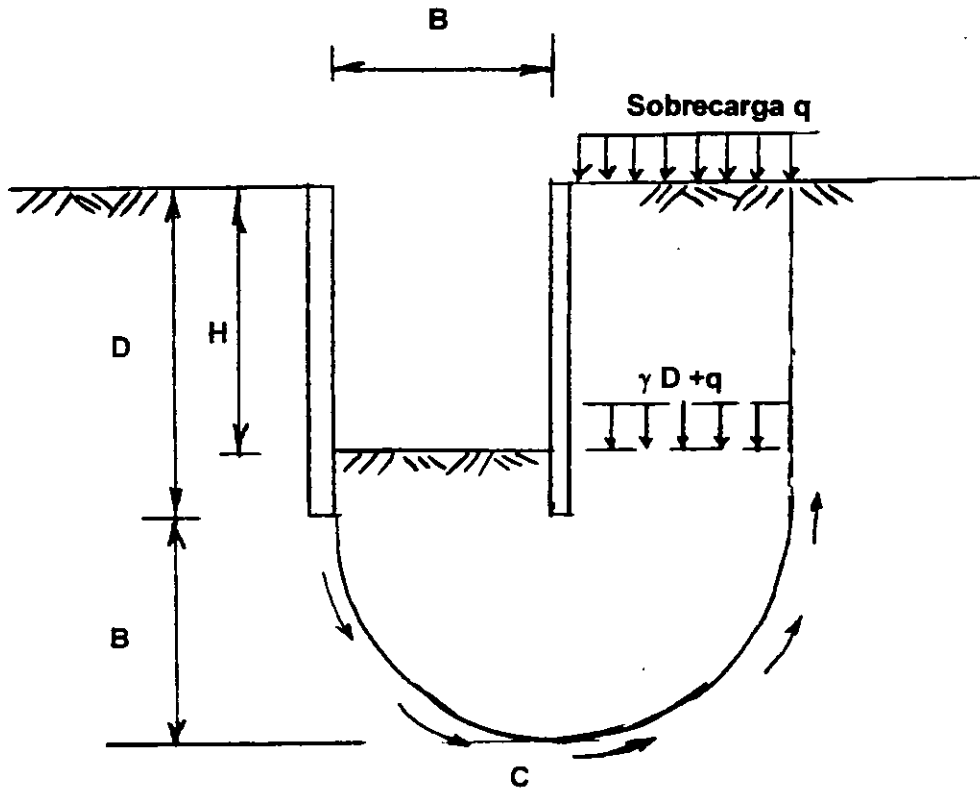


Fig. 23 Mecanismo de falla de fondo en excavaciones en suelos blandos

Es evidente que en el instante de falla de fondo se tendrá que:

$$q_c = 0 \quad \text{o sea:} \quad c N_c = \gamma D_f + q$$

y un Factor de Seguridad F.S. contra falla de fondo quedaría expresado por:

$$F.S. = c N_c / (\gamma D_f + q)$$

Donde N_c varía con la relación D / B y B / L , en el que D es la profundidad máxima de excavación y L es la longitud de avance de la misma. En la figura 24 aparecen los valores obtenidos por Skempton para N_c .

En la práctica, un valor de 1.5 para el F.S. parece ser suficiente en todos los casos, pues por comparación con resultados obtenidos en fallas reales, la aproximación de los cálculos resulta ser del orden del 20%.

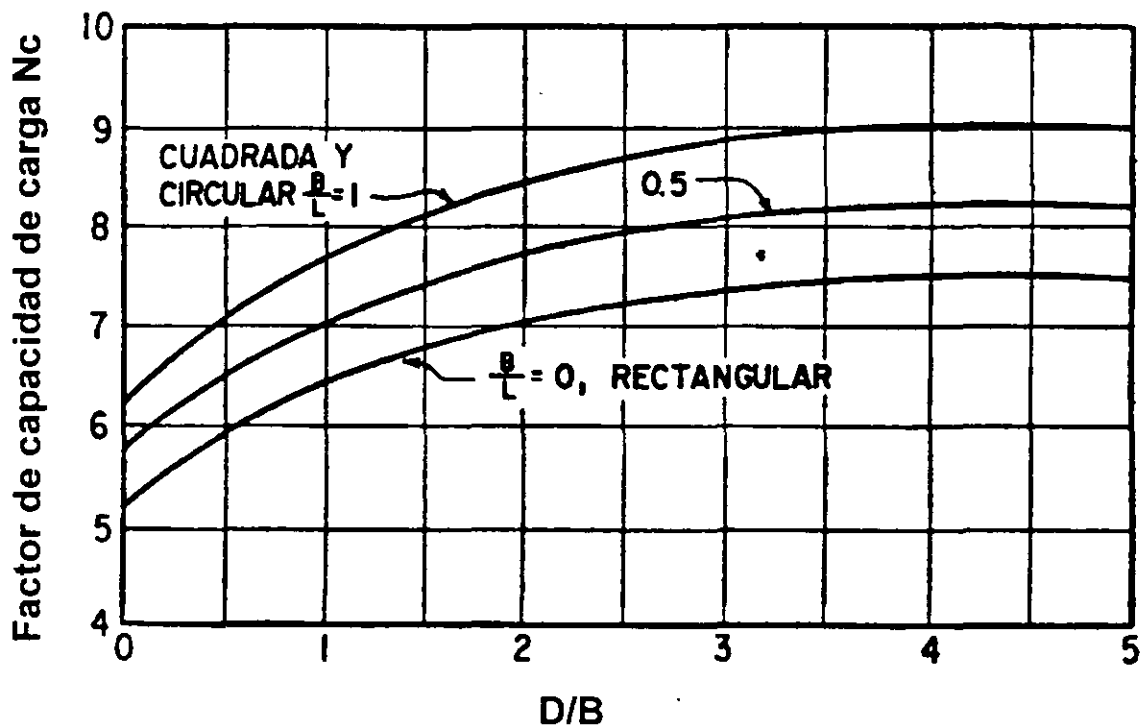
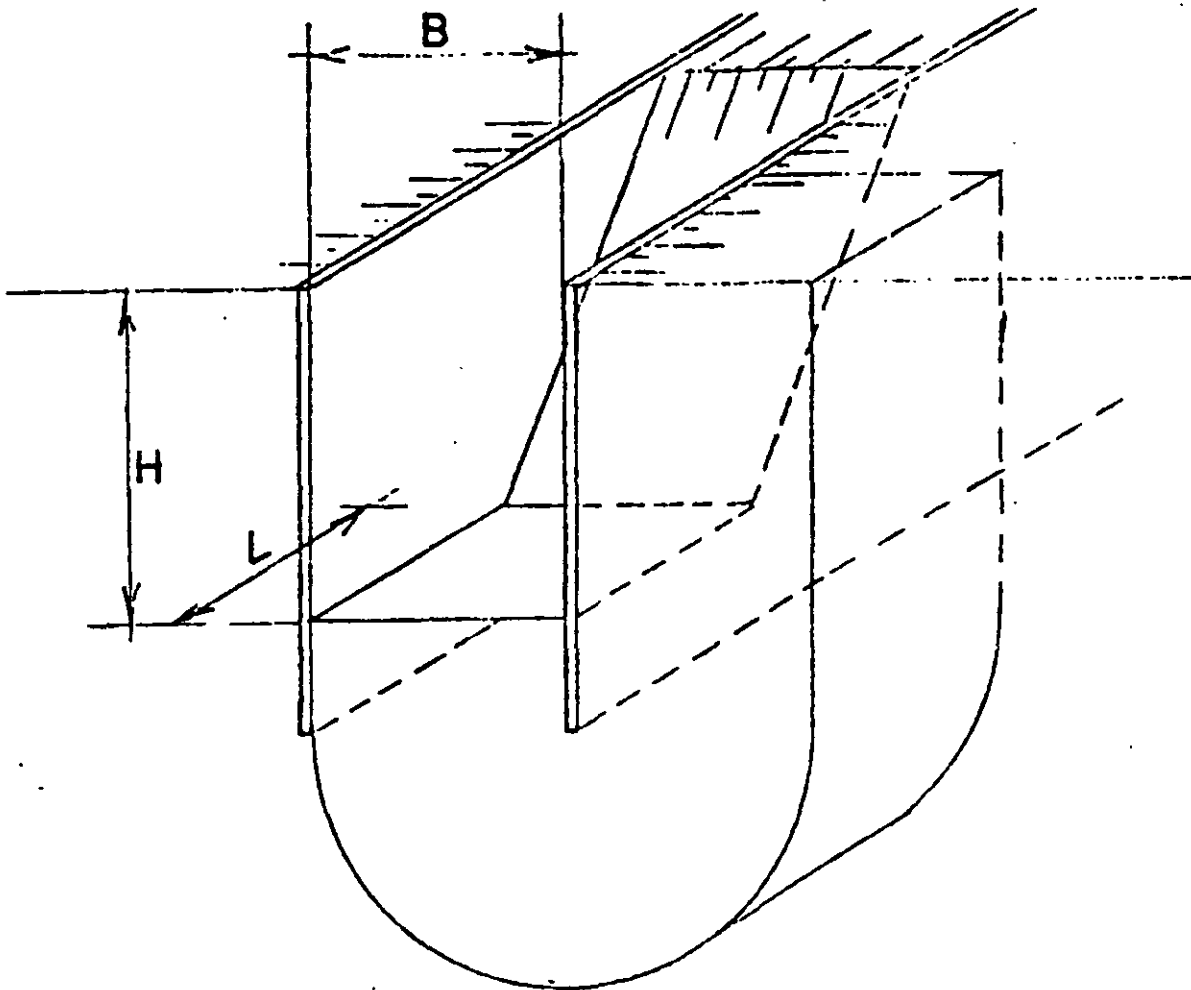


Fig. 24 Valores del factor N_c en función de la geometría de la excavación

Como se puede observar en la gráfica, el valor de N_c sólo aparece para los casos de excavaciones largas y cuadradas o circulares; por lo tanto, para excavaciones rectangulares donde $L > B$, el N_{CR} será:

$$N_{CR} = (0,84 + 0.16 B/L) N_{CC}$$

Donde N_{CC} es el factor para excavaciones cuadradas o circulares. En la figura 25 se puede observar el concepto antes mencionado.



Excavación Cuadrada	$B = L$	N_{CC} es máximo
Excavación Rectangular	$L > B$	$N_{CR} = (0,84 + 0.16 B/L) N_{CC}$
Excavación Larga	$L > 5B$	N_{CL} es mínimo

Fig. 25 Falla de Fondo

En ocasiones, debajo del fondo de la excavación, y a relativamente poca profundidad, existe un estrato paralelo a la

superficie del fondo, o casi paralelo, cuya resistencia es muy alta; en estos casos, el análisis de la falla de fondo se realiza en un ancho parcial, tal como se indica en la figura 26.

De la misma manera, cuando la excavación es muy ancha, el análisis de falla por el fondo se hará considerando anchos menores a los de la excavación, pues la falla se puede presentar en anchos menores y no necesariamente abarcando todo el ancho, lo que implicaría movilizar la resistencia del suelo a profundidades muy grandes.

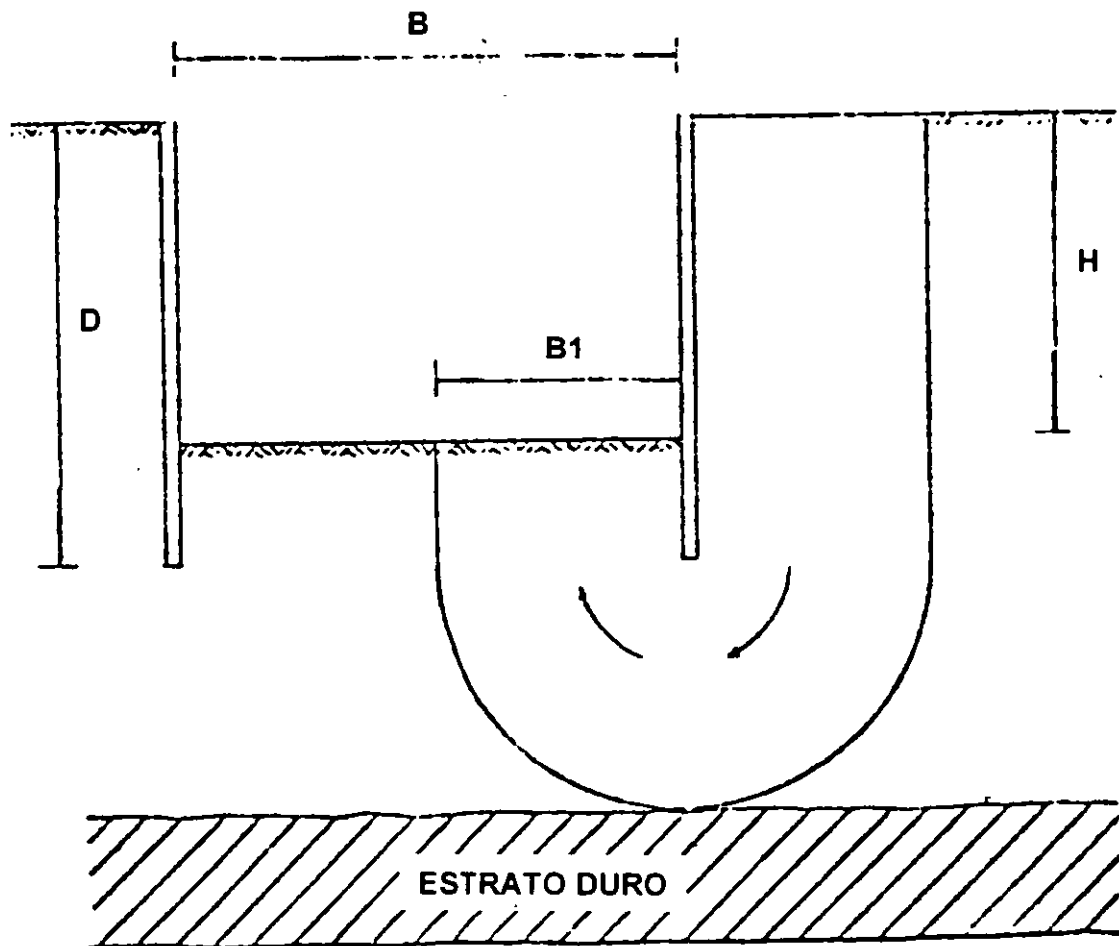


Fig. 26 Falla de fondo con la presencia de estratos duros o en excavaciones muy anchas.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**METODO DE RIGIDECES, MARCOS PLANOS CON
BARRAS INCLINADAS
(ANEXO)**

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

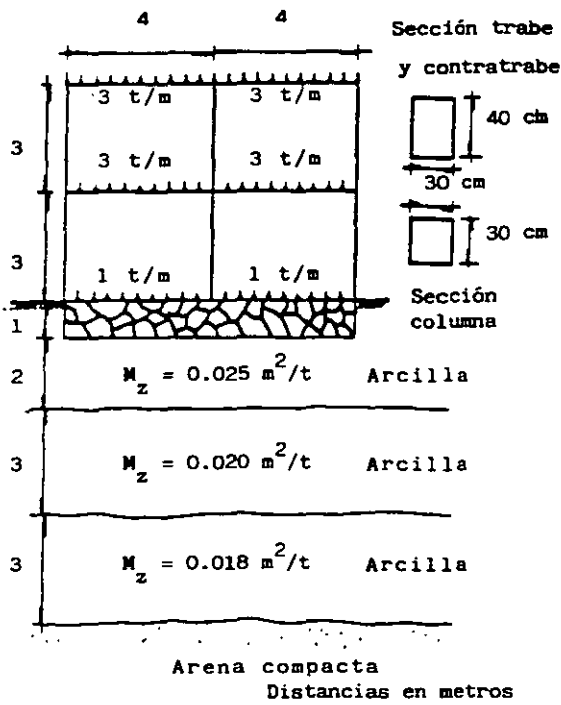


FIG 11 ESTRUCTURA RETICULAR (POZAS, 1980)

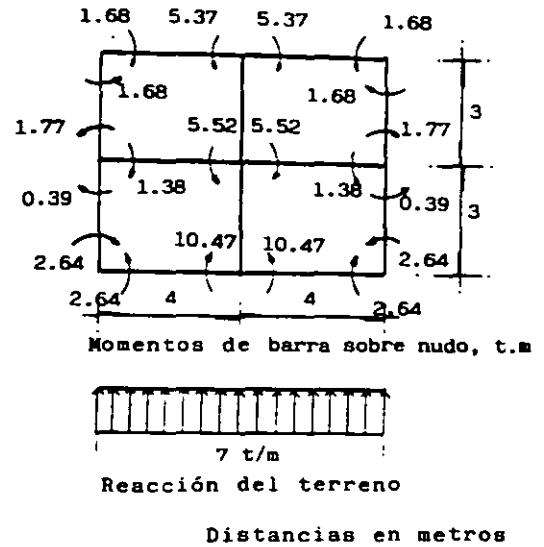


FIG 13 RESULTADOS OBTENIDOS SUPONIENDO REACCIÓN UNIFORME (POZAS, 1980)

Otro caso real de aplicación de la interacción suelo-estructura es el correspondiente a zapatas corridas que se emplean para tomar fuerzas laterales debidas a sismo a través de muros de cortante que se unen a las zapatas en diferentes tramos. En la fig 14 se muestran los resultados de un análisis de interacción suelo-viga flotante para una zapata de concreto reforzado. El módulo de elasticidad del concreto utilizado fue de $1,581,000 \text{ t/m}^2$ y los momentos de inercia en los diferentes tramos se indican en la fig 14. También pueden observarse las cargas que actúan en la zapata, así como la estratigrafía y propiedades del subsuelo. En la misma figura están graficados los diagramas de reacciones y de hundimientos del terreno, sirviendo el primero de ellos para la determinación de los elementos mecánicos y del diseño estructural de la zapata y el segundo para el conocimiento de los asentamientos totales y diferenciales de la cimentación (Deméneghi, 1990). Puede observarse que en el contacto del terreno de cimentación con las zapatas se presentan, teóricamente, esfuerzos de tensión, es decir, se obtienen reacciones negativas, fenómeno

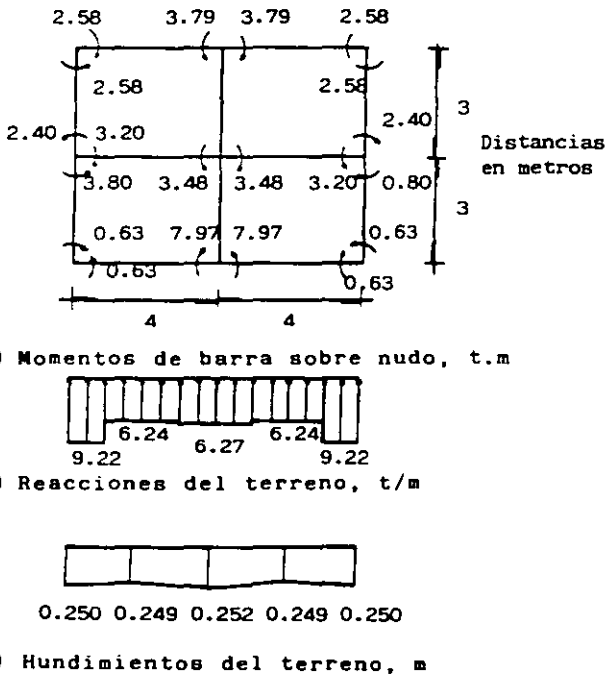


FIG 12 RESULTADOS OBTENIDOS UTILIZANDO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (POZAS, 1980)

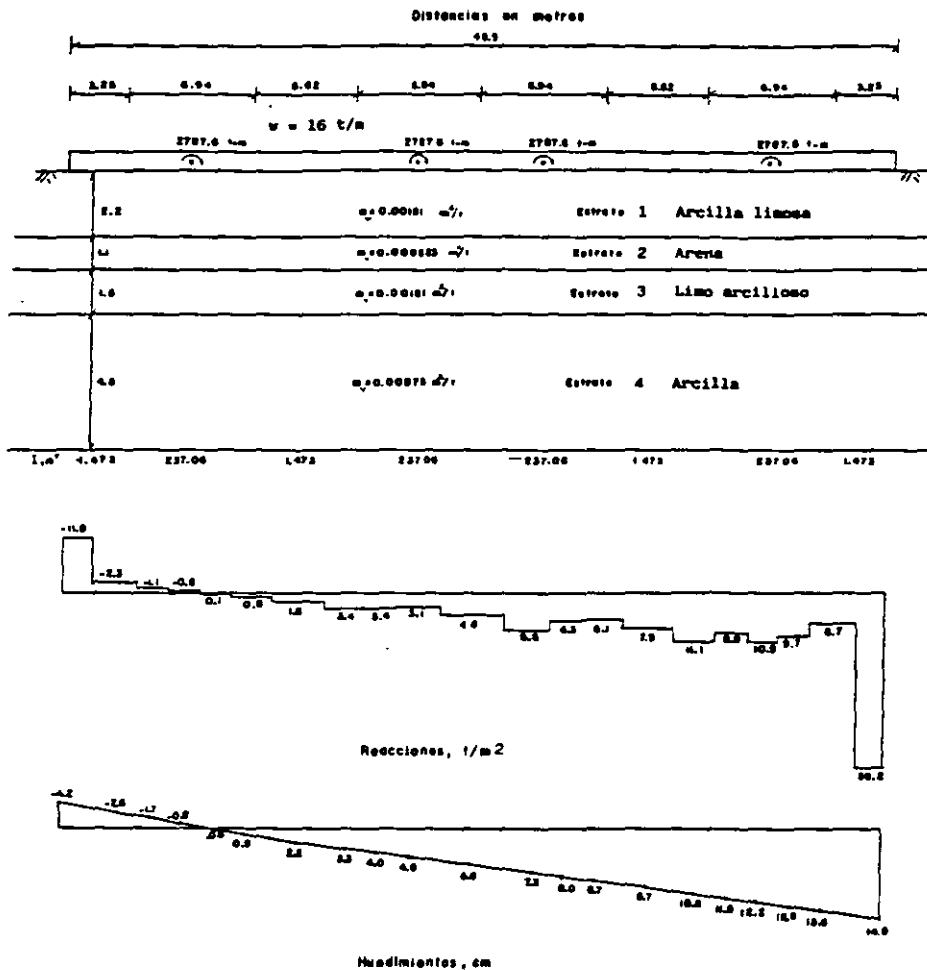


FIG. 14. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-VIGA FLOTANTE

debido a los momentos que transmiten los muros de cortante a la cimentación en uno de los extremos de las zapatas.

Otro ejemplo de interacción suelo-estructura consiste en el análisis de un marco estructural en el que se considera que sus apoyos tienen una rigidez al desplazamiento vertical y otra al giro; es decir, se considera por ejemplo un marco estructural cimentado en zapatas aisladas que pueden sufrir tanto un hundimiento vertical como un giro. En este sentido, este análisis es un poco más general que los análisis convencionales que suponen que los apoyos del marco estructural están empotrados o

articulados en el terreno de cimentación. La forma de llevar a cabo el análisis de interacción suelo-estructura para este caso se presentó en el inciso 2.2 de este trabajo. En la fig 15 se presenta la aplicación esta técnica a una estructura real, la cual está formada por una trabe de concreto reforzado de 0.5 m de ancho y de 2 m de peralte, apoyada sobre unas pilas de cimentación de concreto reforzado de diámetros de 1.12, 1.48 y 1.74 m. Las cargas que actúan sobre el marco se indican en la fig 15. Las pilas tienen los siguientes diámetros

Pila	Diámetro, m
1	1.12
2	1.48
3	1.74

El terreno de cimentación es una toba de origen volcánico que se encuentra al poniente de la ciudad de México, que tiene un módulo de deformación del orden de 8,000 a 10,000 t/m². El material comprendido entre la trabe superior y el nivel de desplante de las pilas es un relleno suelto cuya rigidez se desprecia para fines de análisis.

En la fig 15 se muestran los momentos flexionantes en los nudos de la estructura, correspondientes a un módulo de elasticidad del concreto reforzado de 2,214,000 t/m² y un módulo de elasticidad del terreno de cimentación de 8,000 t/m². Se pueden observar las altas magnitudes de los momentos flexionantes. En la fig 16 se indican las magnitudes de las fuerzas cortantes y en la fig 17 las de las fuerzas normales en las pilas. Nótese la fuerte redistribución de cargas debido a la interacción suelo-estructura. Así, en la

parte central de la estructura la carga en un nudo es de 150 t, mientras que por el efecto combinado de rigidez de estructura y suelo la carga en la pila que está bajo el nudo aumenta hasta 302 t (fig 17); en el nudo vecino la carga concentrada es de 480 t, mientras que la carga en la pila de abajo disminuye a 350 t. Un fenómeno similar se presenta en el resto del marco.

Con el propósito de observar la influencia de un aumento en la rigidez del terreno y una disminución en la rigidez de la estructura, se llevó a cabo un segundo análisis incrementando el módulo de elasticidad del suelo a 16,000 t/m² y disminuyendo el módulo de elasticidad del concreto a 1,265,000 t/m². Los resultados se muestran en las figs 18 a 20, para los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales, respectivamente. Como era de esperarse, la redistribución de carga es menor; así, en la fig 20, en el nudo donde la carga concentrada es de 150 t, en la pila aumenta a 253 t (en el primer análisis aumenta hasta 302 t). En el nudo vecino la carga concentrada de 480 t disminuye a 389 t

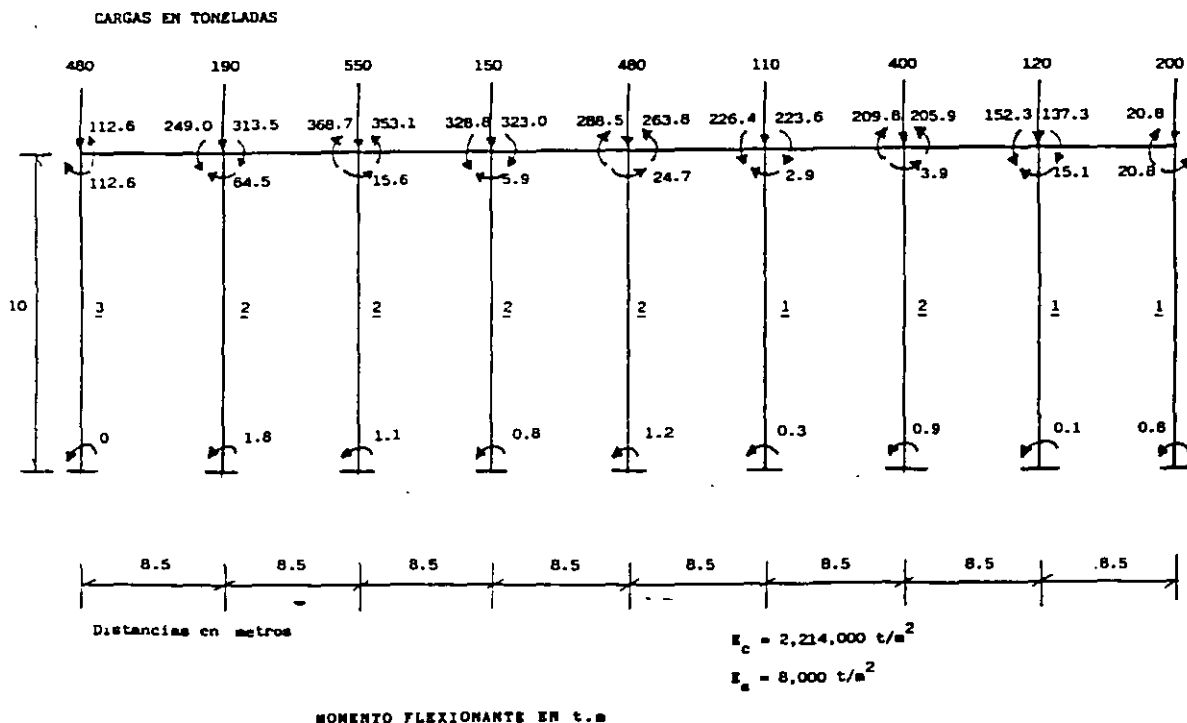


FIGURA 15

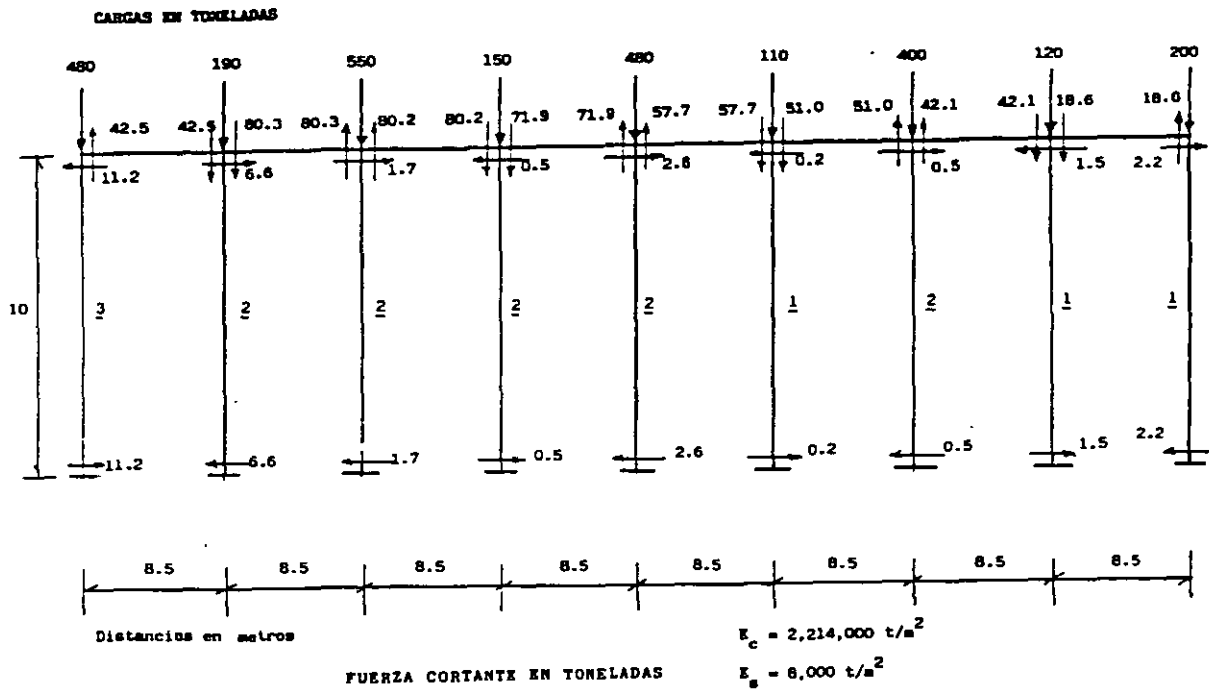


FIGURA 16

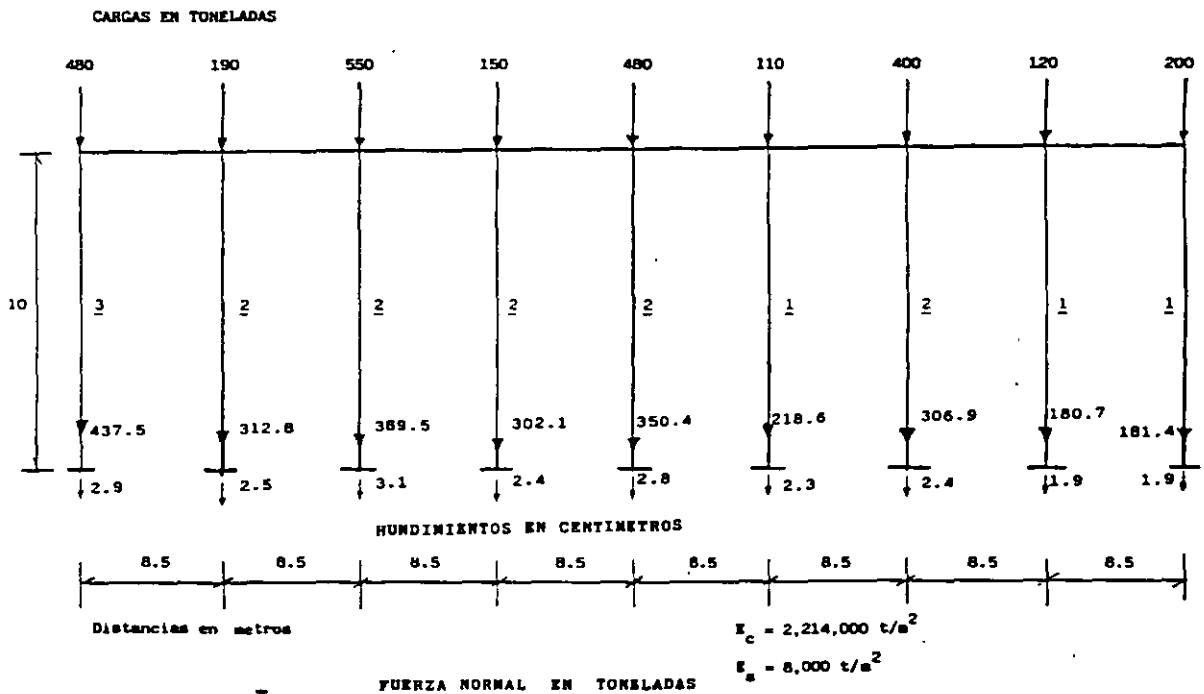


FIGURA 17

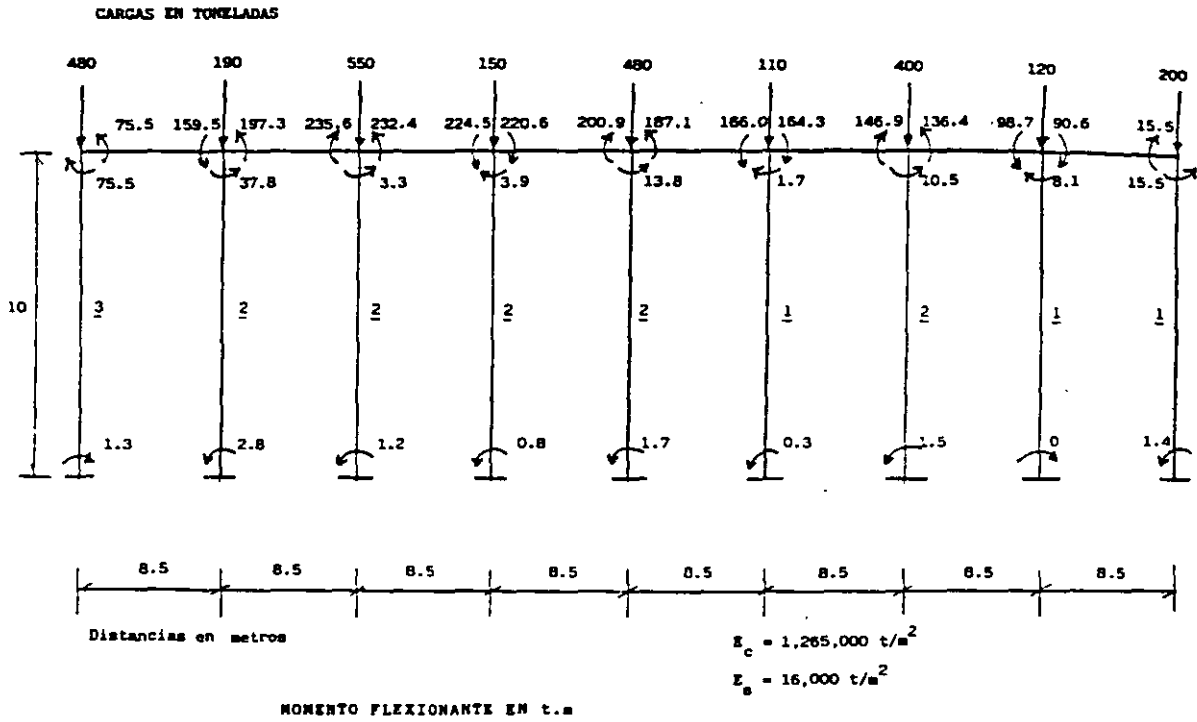


FIGURA 18

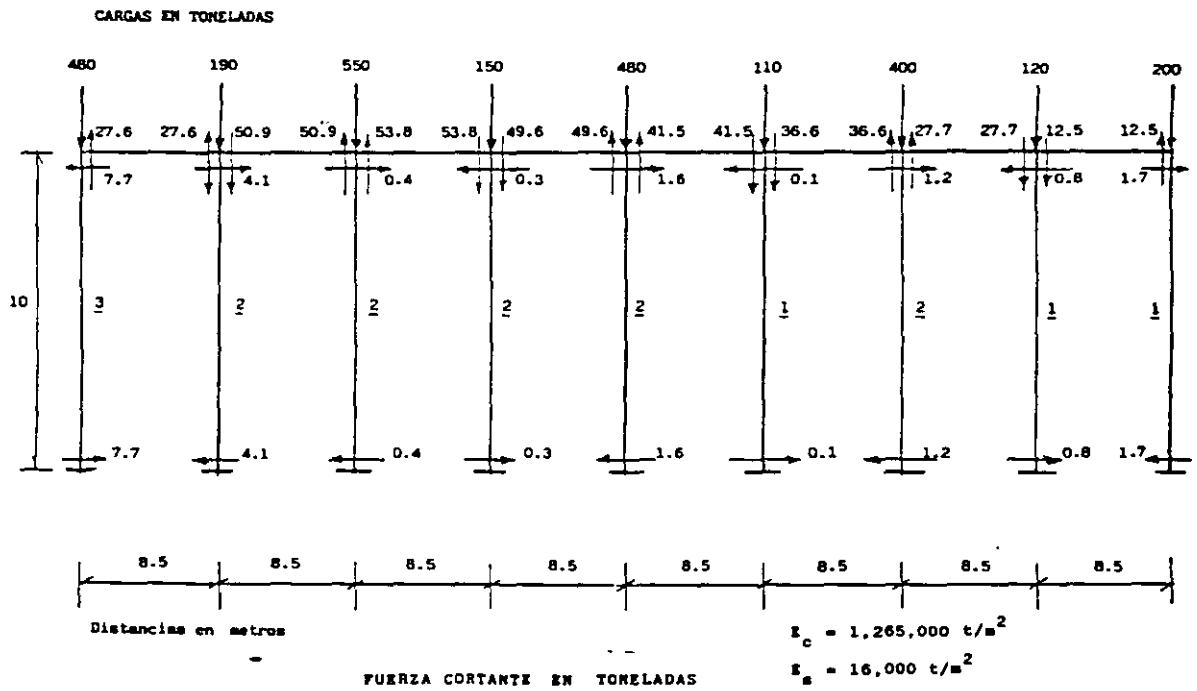


FIGURA 19

(en el primer análisis disminuyó a 350 t). De todas formas, el efecto de la interacción suelo-estructura en este caso también es importante.

Se han llevado a cabo mediciones en campo, en las cimentaciones reales, para verificar la validez de los análisis de interacción suelo-estructura. Meyerhof (1979) presenta los resultados que se describen en los siguientes párrafos.

Las observaciones indican que en zapatas rígidas cargadas uniformemente, con la excepción de arena suelta, la presión de contacto es mayor en la esquina y menor en el centro, como era de esperar de acuerdo a la teoría (fig 21; Meyerhof, 1979). Las mediciones anteriores también han mostrado que la heterogeneidad local de las propiedades del suelo cerca de la base tiene una influencia considerable en la distribución de la presión de contacto (sobre todo se deja sentir el efecto de la falta de confinamiento del suelo cerca de los extremos de la zapata). Por otro lado, las mediciones indican que el má-

ximo momento flexionante puede ser hasta 30 % mayor que el obtenido con el método de análisis convencional.

En las fig 22 y 23 se presentan resultados (Meyerhof, 1979) de mediciones en estructuras reales de gran tamaño (en el primer caso se trata de un edificio de 52 pisos y en el segundo de otro de 15 pisos). El análisis de las dos figuras permite afirmar que los valores teóricos determinados empleando los métodos de interacción suelo-estructura, es decir, considerando la rigidez de la estructura, son muy similares a los valores medidos en el campo (asentamiento, presión de contacto, momento flexionante y fuerza cortante).

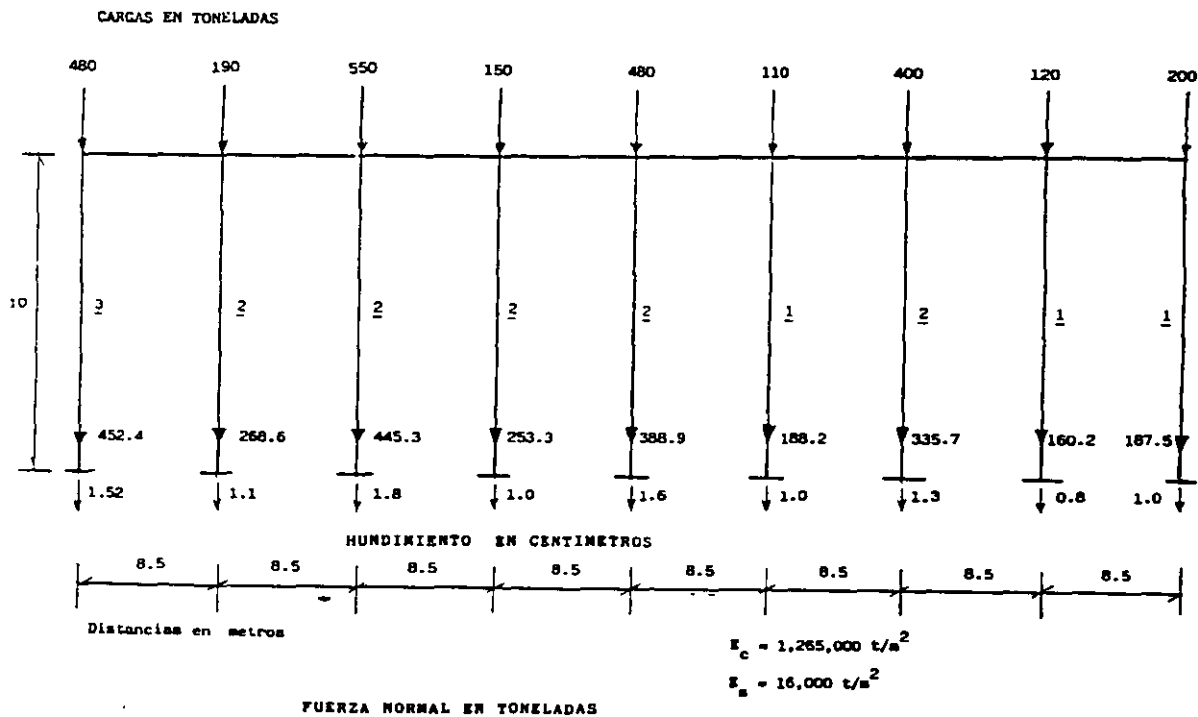


FIGURA 20

REFERENCIAS:

- ARENA — LEUSINK et al (1966)
 ARCILLA — SUTHERLAND Y LINDSAY (1961)

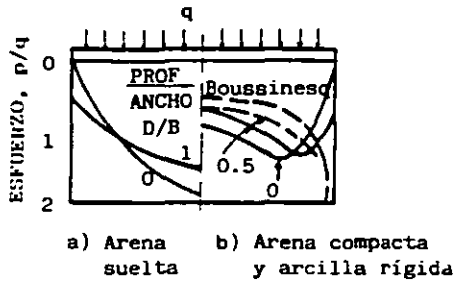


FIG 21 PRESIÓN DE CONTACTO SOBRE ZAPATAS RÍGIDAS CARGADAS UNIFORMEMENTE SOBRE ARENA Y ARCILLA (MEYERHOF, 1979)

REFERENCIA: FOCHT et al (1978) 52 PISOS + SÓTANO
 26.25 m 26.25 m

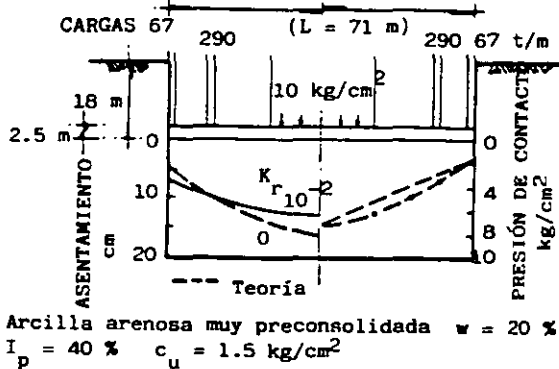


FIG 22 ASENTAMIENTO Y PRESIÓN DE CONTACTO PARA LOSAS SEMIRRÍGIDAS SOBRE ARCILLA (MEYERHOF, 1979)

REFERENCIA: EDEN et al (1973)
 EDIFICIO DE 15 PISOS + SÓTANO ($B_{prom} = 18 m$)

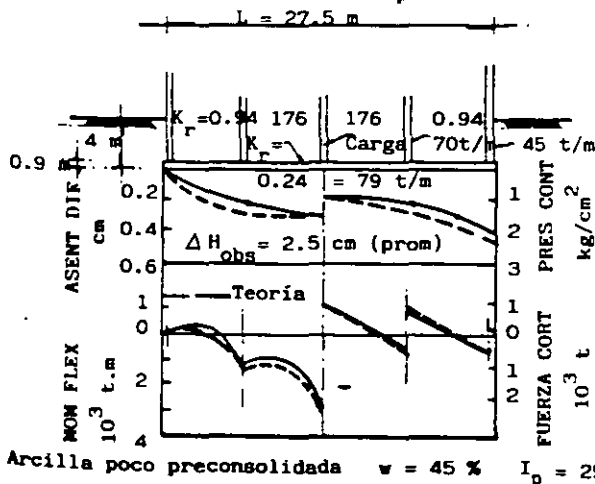


FIG 23 ASENTAMIENTOS, PRESIÓN DE CONTACTO, MOMENTO FLEXIONANTE y FUERZA CORTANTE PARA LOSAS RÍGIDAS SOBRE ARCILLA (MEYERHOF, 1979)

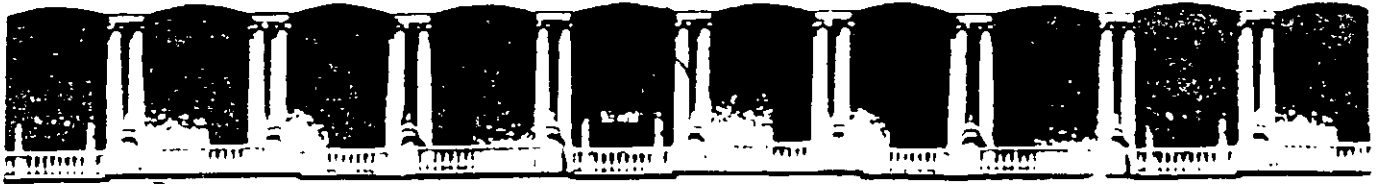
6. CONCLUSIONES

En relación con la interacción estática suelo-estructura se puede concluir lo siguiente:

a) Existe un buen número de métodos que tratan el problema. En términos generales, la mayoría de ellos determinan las deformaciones del terreno de cimentación utilizando la matriz de flexibilidades del suelo. En cambio, en el análisis de la estructura, algunos procedimientos emplean la matriz de rigideces, mientras que otros usan la matriz de flexibilidades de la estructura. Cabe aclarar que prácticamente todos los métodos resuelven el problema, es decir, todos ellos obtienen los diagramas de asentamientos diferenciales del suelo y de reacciones del mismo, tomando en cuenta la rigidez de la estructura de cimentación. Inclusive, algunos de los procedimientos toman en cuenta el efecto de la superestructura (con todos sus pisos) en el análisis de interacción.

b) La mayoría de los procedimientos de interacción se presentan en forma bidimensional, en el plano (quizá por facilidad de exposición), pero se pueden extender en forma relativamente sencilla a tres dimensiones. El principal inconveniente de tratar el problema en el espacio es que el número de operaciones es elevado, lo cual cae fuera del alcance de la mayoría de las oficinas de cálculo estructural o de mecánica de suelos.

c) La solución del problema de interacción se puede realizar haciendo un análisis de la estructura y un análisis de deformaciones del suelo, y llevando a cabo después una combinación adecuada de ambos, que de hecho es lo que hacen la mayoría de los métodos presentados en los incisos anteriores. Se observa que el ingeniero de cimentaciones, al dedicarse a la interacción suelo-estructura, debe manejar en la forma más clara posible sus conceptos de análisis estructural y de mecánica de suelos.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

**MODULO II: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES SEGÚN EL REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL D. F.**

TEMA

**METODO DE RIGIDECES, MARCOS PLANOS CON
BARRAS INCLINADAS**

**EXPOSITOR: M. EN I. AGUSTÍN DEMENEGHI COLINA
PALACIO DE MINERIA
MARZO DEL 2001**

MÉTODO DE RIGIDECES
MARCOS PLANOS CON BARRAS INCLINADAS

Agustín Deméneghi Colina*

El método de rigideces consta de las siguientes etapas (Beaufait et al 1970):

- a) Se empotra la estructura y se determinan los elementos mecánicos cuando la estructura está empotrada;
- b) Se liberan los nudos de la estructura y se hallan los elementos mecánicos debidos a desplazamientos lineales y angulares;
- c) Se establecen las condiciones de equilibrio en cada uno de los nudos donde haya desplazamientos diferentes de cero;
- d) Se resuelven las ecuaciones de equilibrio y se obtienen los desplazamientos de la estructura;
- e) Se obtienen los elementos mecánicos en los nudos de la estructura.

La ecuación general de equilibrio de la estructura es

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

donde

- \underline{K} = matriz de rigideces de la estructura
- $\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos
- \underline{P}^e = vector de cargas de empotramiento
- \underline{P}^c = vector de cargas concentradas

La matriz de rigideces de la estructura se puede obtener mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de toda la estructura es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura.

A continuación obtendremos la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida a una carga uniformemente repartida w (fig 1). Utilizaremos la siguiente convención de signos, para una barra horizontal (fig 2): los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamiento horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig 2a). Los momentos flexionantes son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y las fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig 2b).

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

Demos un giro θ'_p en el extremo izquierdo de la barra. En la fig 3a se muestran los elementos mecánicos ocasionados por este giro. En la fig 3b se muestran los elementos mecánicos producidos por un giro θ'_q en el extremo derecho. Las figs 3c y 3d exhiben los elementos mecánicos provocados por un desplazamiento vertical δ'_r en el nudo izquierdo y un desplazamiento vertical δ'_s en el nudo derecho, respectivamente. Las figs 3e y 3f muestran los elementos mecánicos producidos por un desplazamiento horizontal δ'_u en el nudo izquierdo y un desplazamiento horizontal δ'_v en el nudo derecho. Las figs 3g y 3h contienen los momentos producidos por un giro de torsión θ'_a en el nudo izquierdo y un giro de torsión θ'_b en el nudo derecho.

Los elementos mecánicos que aparecen en la barra m valen

$$M'_p = wL^2/12 + (4EI/L) \theta'_p + (2EI/L) \theta'_q - (6EI/L^2) \delta'_r + (6EI/L^2) \delta'_s \quad (2)$$

$$M'_q = -wL^2/12 + (2EI/L) \theta'_p + (4EI/L) \theta'_q - (6EI/L^2) \delta'_r + (6EI/L^2) \delta'_s \quad (3)$$

$$V'_r = -wL/2 - (6EI/L^2) \theta'_p - (6EI/L^2) \theta'_q + (12EI/L^3) \delta'_r - (12EI/L^3) \delta'_s \quad (4)$$

$$V'_s = -wL/2 + (6EI/L^2) \theta'_p + (6EI/L^2) \theta'_q - (12EI/L^3) \delta'_r + (12EI/L^3) \delta'_s \quad (5)$$

$$N'_u = (AE/L) \delta'_u - (AE/L) \delta'_v \quad (6)$$

$$N'_v = - (AE/L) \delta'_u + (AE/L) \delta'_v \quad (7)$$

$$M'_a = (GI_t/L) \theta'_a - (GI_t/L) \theta'_b \quad (8)$$

$$M'_b = - (GI_t/L) \theta'_a + (GI_t/L) \theta'_b \quad (9)$$

En una viga de sección rectangular de dimensiones b por h , el momento polar de inercia debido a torsión se puede valorar en forma aproximada (Beaufait et al 1970)

$$I_t \cong \frac{h b^3}{3} \left[1 - 0.63 \frac{b}{h} + 0.052 \left(\frac{b}{h} \right)^5 \right] \quad (10)$$

$$h \geq b$$

Los elementos mecánicos que transmite la barra al nudo están dados por

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^e)'_m \quad (11)$$

donde

$$\underline{K}'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p & \theta'_q & \delta'_r & \delta'_s & \delta'_u & \delta'_v & \theta'_a & \theta'_b \\ 4EI/L & 2EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2EI/L & 4EI/L & -6EI/L^2 & 6EI/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -6EI/L^2 & -6EI/L^2 & 12EI/L^3 & -12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 6EI/L^2 & 6EI/L^2 & -12EI/L^3 & 12EI/L^3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & AE/L & -AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -AE/L & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI/L & -GI/L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -GI/L & GI/L \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$\underline{\delta}'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$(\underline{P}^e)'_m = \begin{bmatrix} WL^2/12 \\ -WL^2/12 \\ -WL/2 \\ -WL/2 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

\underline{K}'_m = matriz de rigidez de la barra m

$\underline{\delta}'_m$ = vector de desplazamientos de la barra m

$(\underline{P}^e)'_m$ = vector de cargas de empotramiento de la barra m

Veamos a continuación la determinación de la matriz de rigidez y de vector de cargas de empotramiento para una estructura tridimensional, formada por marcos planos ortogonales entre sí (fig 4); en cada marco pueden existir barras inclinadas.

En la fig 5 se presenta la transformación de un vector del sistema global $x-y$ al sistema local $x'-y'$. Aplicando las ecuaciones de la fig 5 a la barra inclinada de la fig 6 (despreciando el efecto de torsión con eje de giro vertical):

$$\begin{aligned}\theta'_p &= \theta_p & \theta'_q &= \theta_q \\ \delta'_r &= \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \\ \delta'_s &= \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \\ \delta'_u &= \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \\ \delta'_v &= \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \\ \theta'_a &= \theta''_a \cos \alpha \\ \theta'_b &= \theta''_b \cos \alpha\end{aligned}$$

Aplicando las expresiones de la fig 5 a la barra de la fig 7:

$$\begin{aligned}\theta'_p &= \theta_p \cos \beta - \theta''_a \sin \beta \\ \theta'_q &= \theta_q \cos \beta - \theta''_b \sin \beta \\ \theta''_a &= \theta_p \sin \beta + \theta'_a \cos \beta \\ \theta''_b &= \theta_q \sin \beta + \theta'_b \cos \beta\end{aligned}$$

Sean

$$\delta'_m = \begin{bmatrix} \theta'_p \\ \theta'_q \\ \delta'_r \\ \delta'_s \\ \delta'_u \\ \delta'_v \\ \theta'_a \\ \theta'_b \end{bmatrix} \quad (15)$$

$$\underline{\delta}_M = \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (16)$$

Es decir

$$\underline{\delta}'_B = \underline{T}_B \underline{\delta}_B \quad (17)$$

donde

$$\underline{T}_M = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin \beta \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & -\sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ \cos \alpha \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \cos \beta & 0 \\ 0 & \cos \alpha \sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \cos \alpha \sin \beta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{bmatrix} \quad (18)$$

Los desplazamientos de los sistemas local y global están relacionados mediante las siguientes expresiones

$$\theta'_p = \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \quad (19)$$

$$\theta'_q = \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \quad (20)$$

$$\delta'_r = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \quad (21)$$

$$\delta'_s = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \quad (22)$$

$$\delta'_u = \delta_r \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (23)$$

$$\delta'_v = \delta_s \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (24)$$

$$\theta'_a = \theta_p \cos \alpha \sin \beta + \theta_a \cos \alpha \cos \beta \quad (25)$$

$$\theta'_b = \theta_q \cos \alpha \sin \beta + \theta_b \cos \alpha \cos \beta \quad (26)$$

En el sistema local $x'-z'$ (fig 6)

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^c)'_m \quad (27)$$

Pero

$$(\underline{P}^c)'_m = \underline{T}_m \underline{P}^c_m \quad (28)$$

y

$$\underline{P}'_m = \underline{T}_m \underline{P}_m \quad (29)$$

Sustituyendo la ec 29 en la ec 27

$$\underline{T}_m \underline{P}_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}^c)'_m \quad (30)$$

Sustituyendo las ecs 17 y 28 en la ec 30

$$\underline{T}_m \underline{P}_m = \underline{K}'_m \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{T}_m \underline{P}^c_m$$

Premultiplicando por \underline{T}_m^{-1}

$$\underline{P}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}^c_m$$

donde

$$\underline{T}_m^{-1} = \begin{bmatrix} \theta_p & \theta_q & \delta_r & \delta_s & \delta_u & \delta_v & \theta_a & \theta_b \\ \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sqrt{\cos \beta} \sin \alpha & 0 \\ 0 & \cos \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sqrt{\cos \beta} \sin \alpha \\ 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \sin \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \alpha & 0 & \sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha & 0 & 0 \\ -\sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sqrt{\cos \beta} \cos \alpha & 0 \\ 0 & -\sin \beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \sqrt{\cos \beta} \cos \alpha \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_p \\ \theta_q \\ \delta_r \\ \delta_s \\ \delta_u \\ \delta_v \\ \theta_a \\ \theta_b \end{matrix} \quad (31)$$

En el sistema global

$$\underline{P}_m = \underline{K}_m \underline{\delta}_m + \underline{P}^c_m \quad (32)$$

donde

$$\underline{K}_m = \underline{T}_m^{-1} \underline{K}'_m \underline{T}_m \quad (33)$$

Sustituyendo las ecs 12, 18 y 31 en la ec 33, se obtiene la matriz \underline{K}_m , la cual se muestra en la tabla 1.

Para el vector de cargas de empotramiento:

$$\underline{P}_m^e = \underline{T}^{-1} (\underline{P}_m^e)' \quad (34)$$

Para una barra sometida a una carga uniforme w en el sistema local $x'-z'$, el vector \underline{P}_m^e vale

$$\underline{P}_m^e = \begin{bmatrix} (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL^2/12) \cos \beta \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ - (wL/2) \cos \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ - (wL^2/12) \sin \beta \\ (wL^2/12) \sin \beta \end{bmatrix} \quad (35)$$

La ec 33 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general $x-y-z$. Las ecs 34 ó 35 proporcionan el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada m , para el sistema coordenado general $x-y-z$.

En resumen, primero se utilizan la tabla 1 y las 34 ó 35 para hallar la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de las barras de la estructura. La matriz de rigideces de la estructura completa se obtiene mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura; el vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ec 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura; resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los desplazamientos correspondientes al sistema global $x-y-z$ (vector $\underline{\delta}$). Los elementos mecánicos en las barras se obtienen de la siguiente forma: primero se determinan los desplazamientos en el sistema local, con el empleo de la ec 17 ó las ecs 19 a 26:

$$\underline{\delta}'_m = \underline{T}_m \underline{\delta}_m \quad (\text{ec } 17)$$

A continuación, los elementos mecánicos en la barra m se determinan con la ec 11 ó con las ecs 2 a 9:

$$\underline{P}'_m = \underline{K}'_m \underline{\delta}'_m + (\underline{P}_m^e)' \quad (\text{ec } 11)$$

Ejemplo 1

Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura de la fig 8a.

Solución

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura (fig 8b). En este ejemplo no se toman en cuenta los efectos de torsión ($\beta = 0$).

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	δ_u	δ_v	α Grados
1	θ_5	θ_{11}	δ_1	δ_7	δ_3	δ_9	68.2
2	θ_{11}	θ_{12}	δ_7	δ_8	δ_9	δ_{10}	0
3	θ_6	θ_{12}	δ_2	δ_8	δ_4	δ_{10}	111.8

Empleando la tabla 1 se obtienen las matrices de rigidez de las barras 1, 2 y 3, las cuales se muestran en la tabla 2. La matriz de rigidez de la estructura completa en el sistema global es la suma de las matrices de todas y cada una de las barras.

Sumando las matrices de las barras 1, 2 y 3 (tabla 2) obtenemos

$$\underline{K} = \begin{bmatrix}
 \delta_7 & \delta_8 & \delta_9 & \delta_{10} & \theta_{11} & \theta_{12} \\
 32578.02 & -664.2 & 12719.58 & 0 & -1877.77 & -1992.6 \\
 -664.2 & 32578.02 & 0 & -12719.58 & 1992.6 & 1877.77 \\
 12719.58 & 0 & 71622.66 & -66420 & -287.08 & 0 \\
 0 & -12719.58 & -66420 & 71622.66 & 0 & -287.08 \\
 -1877.77 & 1992.6 & -287.08 & 0 & 9080.45 & 3985.2 \\
 -1992.6 & 1877.77 & 0 & -287.08 & 3985.2 & 9080.45
 \end{bmatrix}$$

$$\underline{p}^e = \begin{bmatrix} -24 \\ -24 \\ 0 \\ 0 \\ 24 \\ -24 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \text{GL} \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix} \quad \underline{p}^c = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \text{GL} \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \\ 12 \end{matrix}$$

A continuación planteamos la ecuación matricial

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{p}^e + \underline{p}^c = 0 \quad (\text{ec 1})$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\begin{aligned} \delta_7 &= 0.00080245 \text{ m} & \delta_8 &= 0.00080245 \text{ m} \\ \delta_9 &= -0.00008378 \text{ m} & \delta_{10} &= 0.00008378 \text{ m} \\ \theta_{11} &= -0.00473308 & \theta_{12} &= 0.00473308 \end{aligned}$$

Además $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = \theta_5 = \theta_6 = 0$

Los elementos mecánicos en cada barra se hallan con el empleo de la ec 11:

$$\underline{P}'_1 = \underline{K}'_1 \underline{\delta}'_1 + (\underline{P}_1^e)' \quad (\text{ec 11})$$

Las matrices de cada barra en el sistema local (\underline{K}'_m) se obtienen con la ec 12. En la tabla 3 se exhiben estas matrices para las tres barras de la estructura.

El vector de desplazamientos $\underline{\delta}'_m$ se halla con el uso de las ecs 19 a 26, mientras que los elementos mecánicos en cada barra (sistema local) se determinan con el empleo de las ecs 2 a 9. La tabla 4 contiene el cómputo de desplazamientos y elementos mecánicos para las barras 1, 2 y 3.

Ejemplo 2

Determinar los elementos mecánicos en los nudos de la estructura de la fig 9a. Despreciar el fenómeno de acortamiento de barras.

Solución

Primeramente numeramos las barras y los grados de libertad de la estructura (fig 9b):

SISTEMA GLOBAL x-y

Barra	θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	θ_a	θ_b
1	-	θ_2	-	δ_1	-	θ_3
2	θ_2	-	δ_1	-	θ_3	-

SISTEMA LOCAL x'-y'

Barra	θ'_p	θ'_q	δ'_r	δ'_s	θ'_a	θ'_b
1	-	θ'_2	-	δ'_1	-	θ'_3
2	θ'_3	-	δ'_1	-	θ'_2	-

Los desplazamientos están relacionados entre sí, de acuerdo con las ecs 19 a 26

Barra 1

$$\delta'_1 = \delta_1, \quad \theta'_2 = \theta_2, \quad \theta'_3 = \theta_3$$

Barra 2

$$\delta'_1 = \delta_1, \quad \theta'_2 = \theta_2, \quad \theta'_3 = -\theta_3$$

Las matrices de rigidez y los vectores de empotramiento en el sistema global, se hallan con los valores de la tabla 1 y las ecs 34 ó 35:

$$K_1 = \begin{bmatrix} & \theta_2 & & & \theta_3 \\ 7970.40 & & 1992.60 & & 0 \\ 1992.60 & & 664.20 & & 0 \\ 0 & & 0 & & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$P_1^e = \begin{bmatrix} -24 \\ -24 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$K_2 = \begin{bmatrix} & \theta_2 & & & \theta_3 \\ 384.38 & & 0 & & 0 \\ 0 & & 664.20 & & 1992.60 \\ 0 & & 1992.60 & & 7970.4 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$P_2^e = \begin{bmatrix} 0 \\ -24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_2 \\ \delta_1 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez global es la suma de las matrices de cada una de las barras, es decir

$$K = \begin{bmatrix} & \delta_1 & & & \theta_2 & & & \theta_3 \\ 1328.40 & & 1992.60 & & 1992.60 & & & \\ 1992.60 & & 8354.78 & & 0 & & & \\ 1992.60 & & 0 & & 8354.78 & & & \\ & & & & & & & \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^e = \begin{bmatrix} -48 \\ -24 \\ -24 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

$$\underline{P}^c = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{matrix}$$

A continuación planteamos la ecuación matricial

$$\underline{K} \underline{\delta} + \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (\text{ec 1})$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtienen los siguientes desplazamientos:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.09671 \text{ m} \\ \theta_2 &= -0.020194 & \theta_3 &= -0.020194 \end{aligned}$$

Para obtener los elementos mecánicos en las barras, trabajamos en el sistema local, en el que las matrices \underline{K}'_m valen (ec 12):

$$\underline{K}'_1 = \begin{bmatrix} \theta'_2 & \delta'_1 & \theta'_3 \\ 7970.40 & 1992.60 & 0 \\ 1992.60 & 664.20 & 0 \\ 0 & 0 & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_2 \\ \delta'_1 \\ \theta'_3 \end{matrix}$$

$$\underline{\delta}'_1 = \begin{bmatrix} \theta'_2 \\ \delta'_1 \\ \theta'_3 \end{bmatrix}$$

$$\underline{K}'_2 = \begin{bmatrix} \theta'_3 & \delta'_1 & \theta'_2 \\ 7970.40 & 1992.60 & 0 \\ 1992.60 & 664.20 & 0 \\ 0 & 0 & 384.38 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta'_3 \\ \delta'_1 \\ \theta'_2 \end{matrix}$$

$$\underline{\delta}'_2 = \begin{bmatrix} \theta'_3 \\ \delta'_1 \\ \theta'_2 \end{bmatrix}$$

Aplicando la ec 11

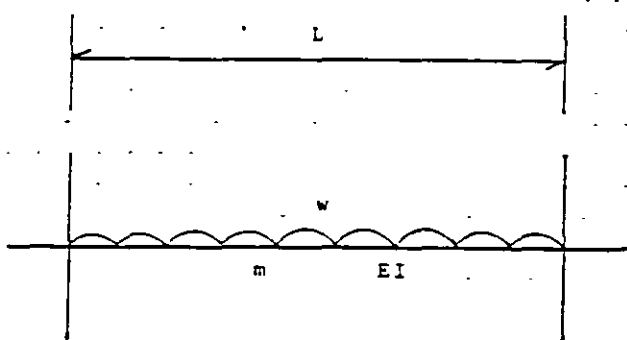
Barra 1
 $M'_2 = 7.75 \text{ t.m}$ $V'_1 = 0$ $M'_3 = - 7.76 \text{ t.m}$

Barra 2
 $M'_3 = - 7.75 \text{ t.m}$ $V'_1 = 0$ $M'_2 = - 7.76 \text{ t.m}$

Los momentos obtenidos son de barra sobre nudo; éstos se exhiben en la fig 9c.

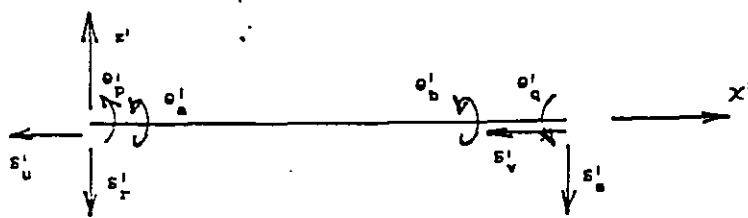
REFERENCIA

Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackett, R M, Computer Methods of Structural Analysis, Prentice-Hall, 1970

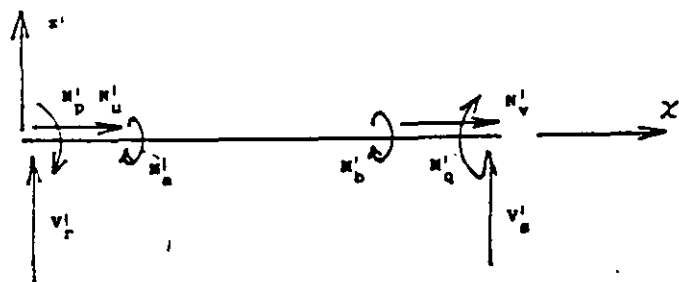


Barra m

FIGURA 1



a) Desplazamientos



b) Elementos mecánicos
(barra sobre nudo)

CONVENCIÓN DE SIGNOS

(ADSMRI9)

FIGURA 2

TABLA 1

NOMBRE: MATRIZ DE RIGIDEZ. BARRA INCLINADA

FECHA: 23/04/96

PROGRAMA: MARIGBI

Sean	$D = 4 EI/L$ $F = GI/L$	$M = 6 EI/L^2$		$N = 12 EI/L^3$		$Q = AE/L$		
	$SA = \text{sen } A$ $CA = \text{cos } A$	$S2A = \text{sen}^2 A$ $C2A = \text{cos}^2 A$		$SB = \text{sen } B$ $CB = \text{cos } B$		$S2B = \text{sen}^2 B$ $C2B = \text{cos}^2 B$		
tp	tq	dr	ds	du	dv	ta	tb	
$D C2B$ $+ F S2B$	$(D/2) C2B$ $- F S2B$ $\nearrow B$	$- M CB CA$	$M CB CA$	$M CB SA$	$- M CB SA$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$-(D/2) CB SB$ $- F SB CB$	tp
$(D/2) C2B$ $- F S2B$	$D C2B$ $+ F S2B$	$- M CB CA$	$M CB CA$	$M CB SA$	$- M CB SA$	$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	tq
$- M CA CB$	$- M CA CB$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$- N C2A$ $- Q S2A$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$M CA SB$	$M CA SB$	dr
$M CA CB$	$M CA CB$	$- N C2A$ $- Q S2A$	$N C2A$ $+ Q S2A$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$- M CA SB$	$- M CA SB$	ds
$M SA CB$	$M SA CB$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$- N S2A$ $- Q C2A$	$- M SA SB$	$- M SA SB$	du
$- M SA CB$	$- M SA CB$	$N CA SA$ $- Q CA SA$	$- N CA SA$ $+ Q CA SA$	$- N S2A$ $- Q C2A$	$N S2A$ $+ Q C2A$	$M SA SB$	$M SA SB$	dv
$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$M CA SB$	$- M CA SB$	$- M SA SB$	$M SA SB$	$D S2B$ $+ F C2B$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	ta
$-(D/2) CB SB$ $- F CB SB$	$- D CB SB$ $+ F CB SB$	$M CA SB$	$- M CA SB$	$- M SA SB$	$M SA SB$	$(D/2) S2B$ $- F C2B$	$D S2B$ $+ F C2B$	tb

TABLA 3

Sistema local

Matriz de rigidez de la barra 1

	5	11	1	7	3	9			
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'		
1110.049	555.0247	-309.196	309.1965		0	0	0	0 tp'	5
555.0247	1110.049	-309.196	309.1965		0	0	0	0 tq'	11
-309.196	-309.196	114.8327	-114.832		0	0	0	0 dr'	1
309.1965	309.1965	-114.832	114.8327		0	0	0	0 ds'	7
0	0	0	0	37001.65	-37001.6		0	0 du'	3
0	0	0	0	-37001.6	37001.65		0	0 dv'	9
0	0	0	0	0	0		0	0 ta'	
0	0	0	0	0	0		0	0 tb'	

Sistema local

Matriz de rigidez de la barra 2

	11	12	7	8	9	10			
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'	GL	
7970.4	3985.2	-1992.6	1992.6		0	0	0	0 tp'	11
3985.2	7970.4	-1992.6	1992.6		0	0	0	0 tq'	12
-1992.6	-1992.6	664.2	-664.2		0	0	0	0 dr'	7
1992.6	1992.6	-664.2	664.2		0	0	0	0 ds'	8
0	0	0	0	66420	-66420		0	0 du'	9
0	0	0	0	-66420	66420		0	0 dv'	10
0	0	0	0	0	0		0	0 ta'	
0	0	0	0	0	0		0	0 tb'	

Sistema local

Matriz de rigidez de la barra 3

	6	12	2	8	4	10			
tp'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'		
10.049	555.0247	-309.196	309.1965		0	0	0	0 tp'	5
555.0247	1110.049	-309.196	309.1965		0	0	0	0 tq'	11
-309.196	-309.196	114.8327	-114.832		0	0	0	0 dr'	1
309.1965	309.1965	-114.832	114.8327		0	0	0	0 ds'	7
0	0	0	0	37001.65	-37001.6		0	0 du'	3
0	0	0	0	-37001.6	37001.65		0	0 dv'	9
0	0	0	0	0	0		0	0 ta'	
0	0	0	0	0	0		0	0 tb'	

TABLA 4

.stema local

arra 1

p'	5	11	1	7	3	9	ta'	tb'
p'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'	
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -2.51077 Mp'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -5.13775 Mq'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 1.420296 Vr'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -1.42029 Vs'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 -26.4169 Vu'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 26.41699 Vv'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 0 Ma'
0	-0.00473		0	0.000375	0	0.000713	0	0 0 Mb'

.stema local

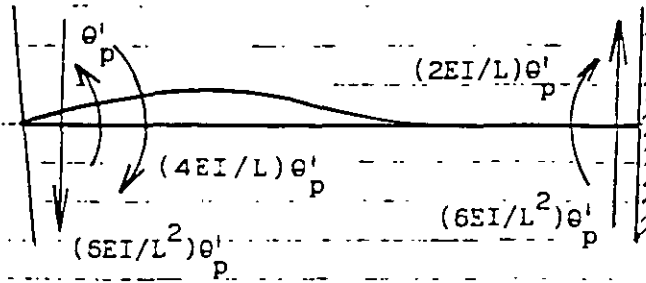
arra 2

p'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 5.137729 Mp'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 -5.13772 Mq'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 24 Vr'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 24 Vs'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 -11.1293 Vu'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 11.12933 Vv'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 0 Ma'
0.00473	0.004733	0.000802	0.000802	-0.00008	0.000083	0	0 0 Mb'

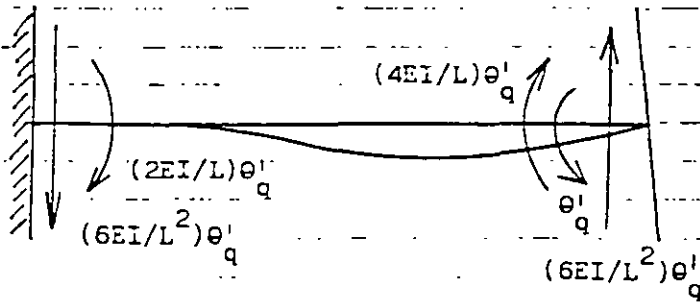
.istema local

arra 3

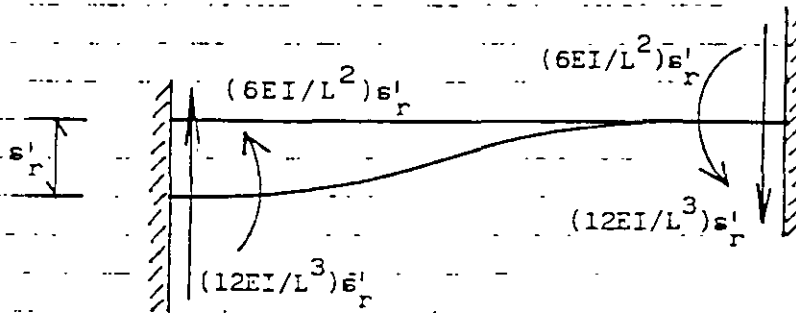
p'	5	11	1	7	3	9	ta'	tb'
p'	tq'	dr'	ds'	du'	dv'	ta'	tb'	
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 2.510777 Mp'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 5.137754 Mq'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 -1.42029 Vr'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 1.420296 Vs'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 -26.4169 Vu'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 26.41699 Vv'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 0 Ma'
0	0.004733		0	-0.00037	0	0.000713	0	0 0 Mb'



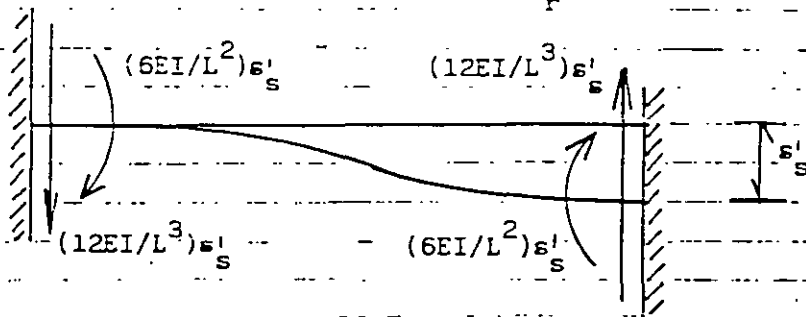
a) Giro θ'_p



b) Giro θ'_q



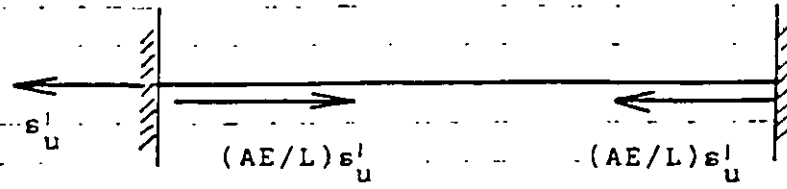
c) Desplazamiento s'_r



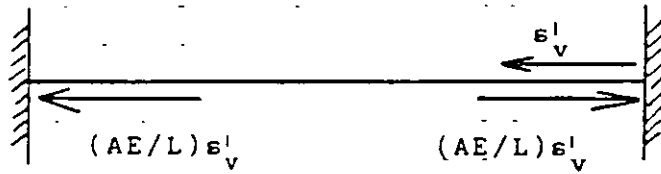
d) Desplazamiento s'_s

ELEMENTOS MECÁNICOS OCASIONADOS POR DESPLAZAMIENTOS
ANGULARES Y LINEALES

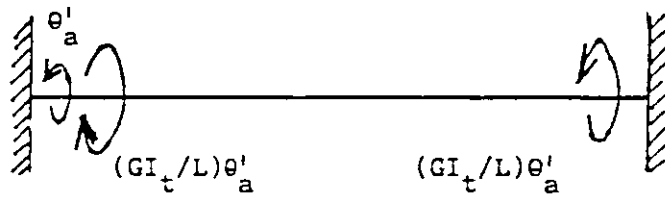
FIGURA 3



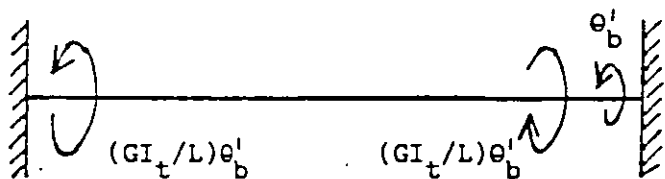
e) Desplazamiento s'_u



f) Desplazamiento s'_v



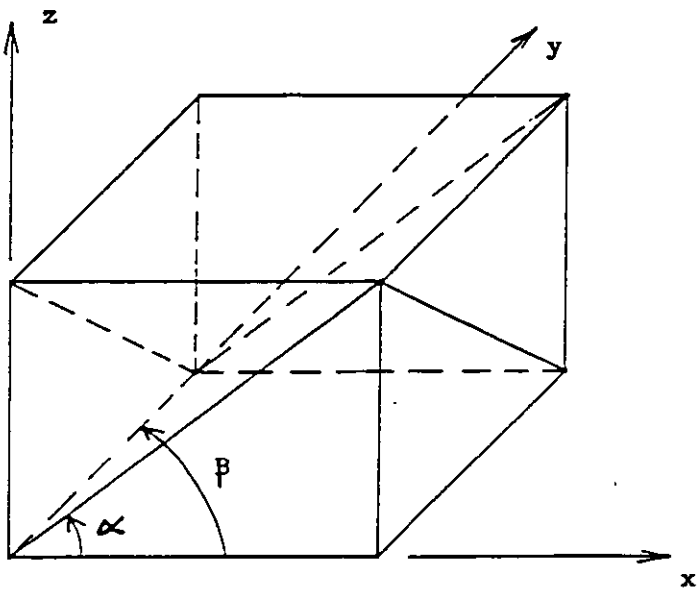
g) Giro θ'_a



h) Giro θ'_b

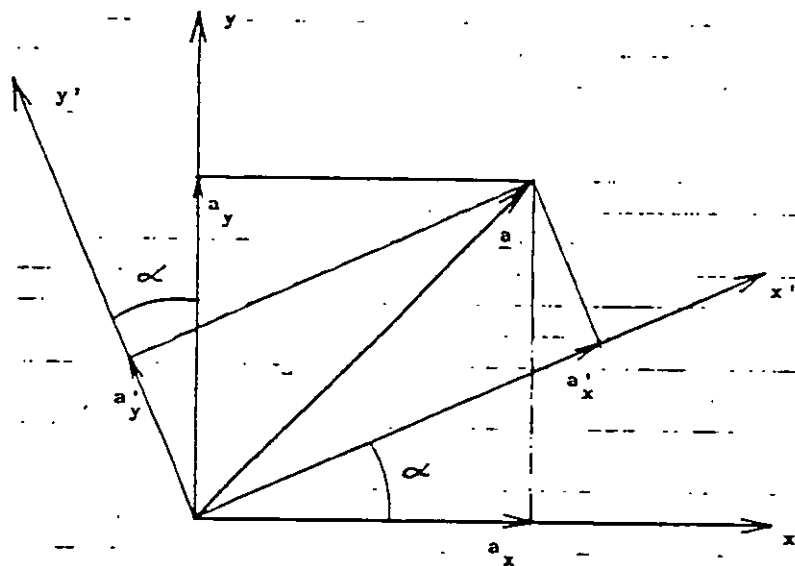
ELEMENTOS MECÁNICOS OCACIONADOS POR
DESPLAZAMIENTOS ANGULARES Y LINEALES

FIGURA 3



MARCOS PLANOS ORTOGONALES ENTRE SÍ

FIGURA 4



$$a'_x = a_x \cos \alpha + a_y \sin \alpha$$

$$a'_y = -a_x \sin \alpha + a_y \cos \alpha$$

TRANSFORMACIÓN DE UN VECTOR DEL SISTEMA GLOBAL x-y AL SISTEMA LOCAL x'-y'

FIGURA 5

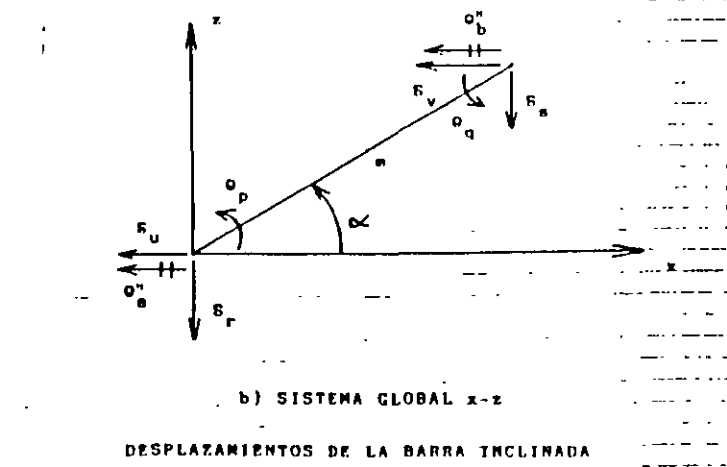
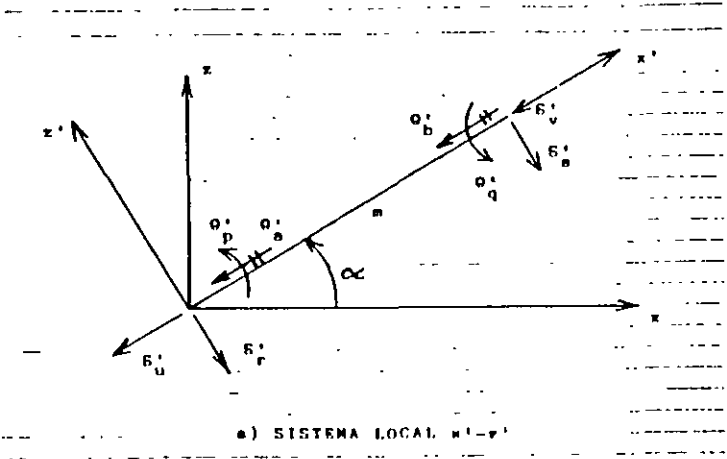


FIGURA 6

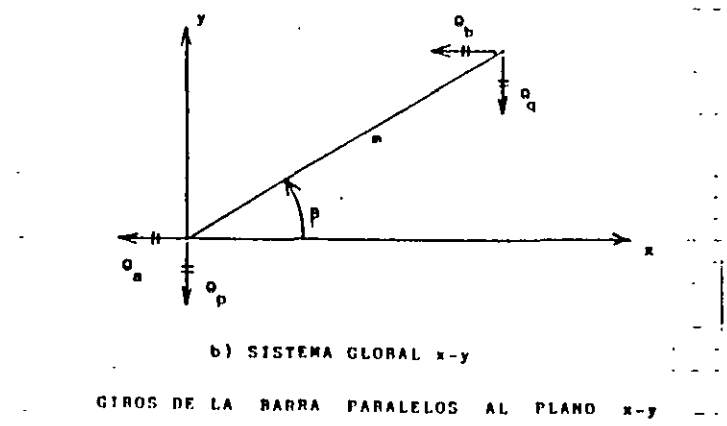
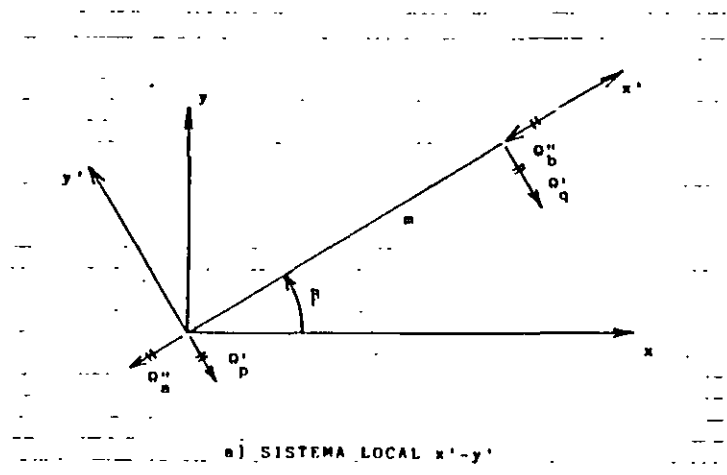
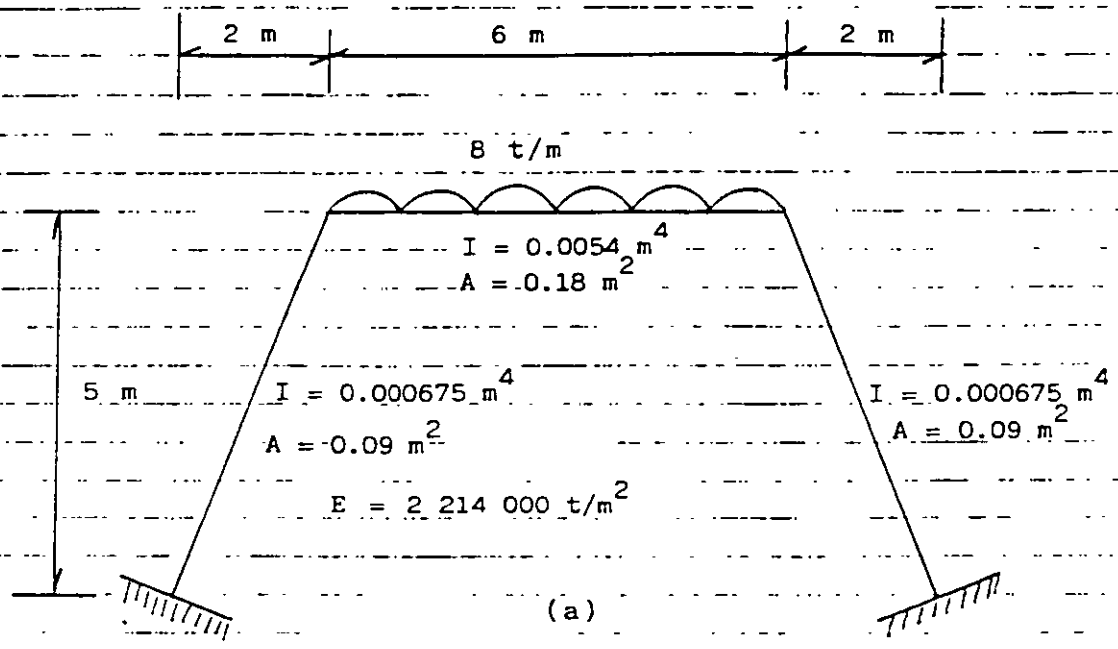
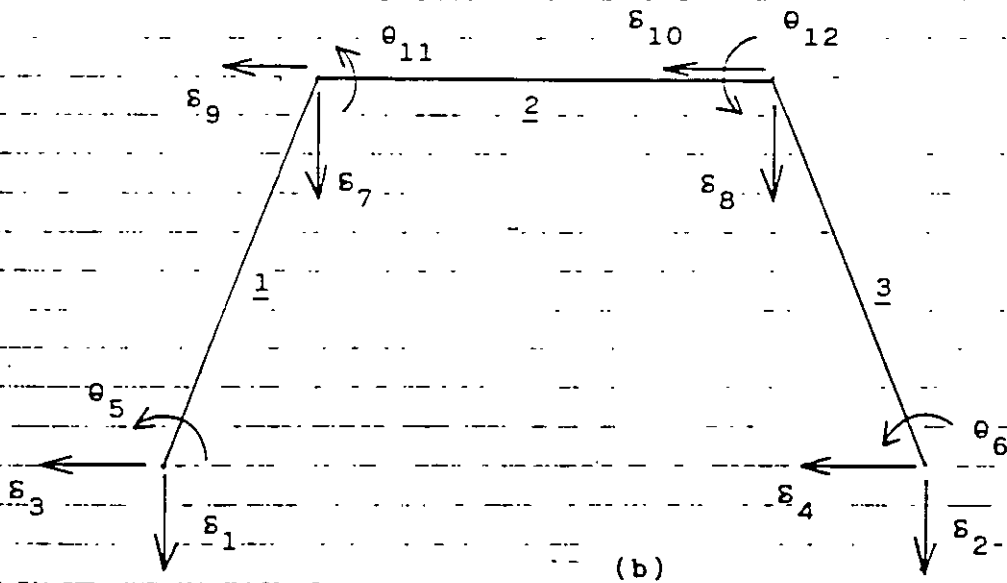


FIGURA 7

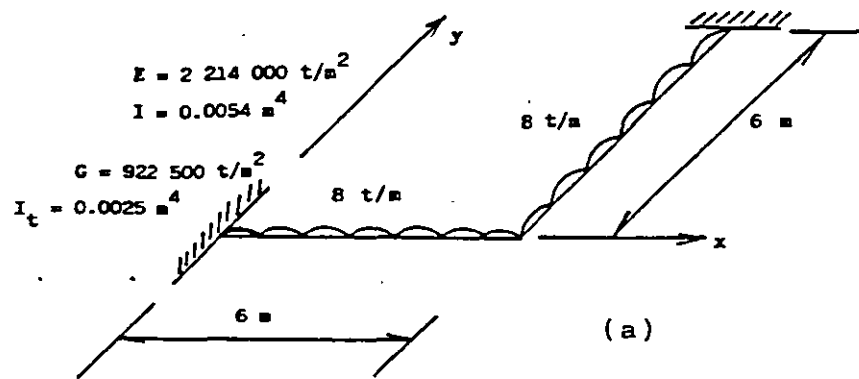


GEOMETRIA Y CARGAS EN LA ESTRUCTURA (EJEMPLO)

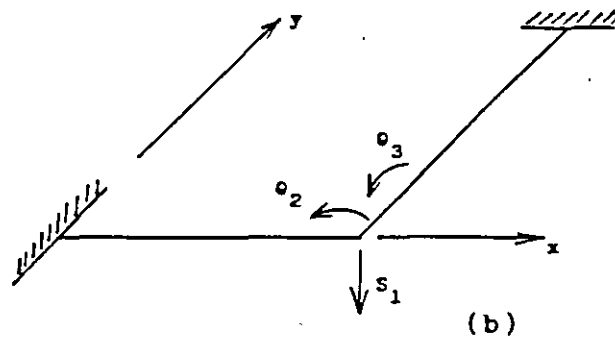


NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD (EJEMPLO)

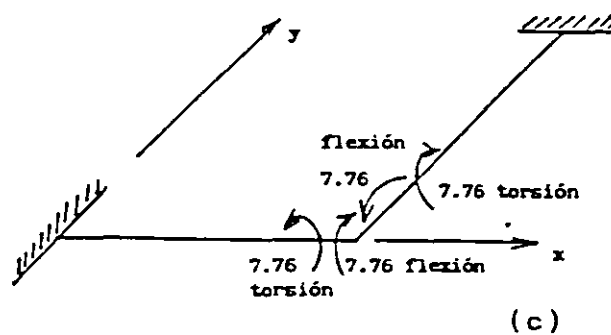
FIGURA 8



GEOMETRÍA Y CARGAS (EJEMPLO)



GRADOS DE LIBERTAD



MOMENTOS EN t·m

FIGURA 9

Interacción estática suelo-estructura, considerando efectos de torsión y acortamiento de barras

Static soil-structure interaction, considering torsion and compression of bars

A Deméneghi, Profesor del Departamento de Geotecnia. Facultad de Ingeniería. UNAM

RESUMEN. Se presenta un procedimiento para el análisis de la interacción estática suelo-estructura en tres dimensiones, considerando el efecto de acortamiento de barras y de torsión, el cual toma en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo. Esta técnica permite además conocer los elementos mecánicos en cualquier nudo de la estructura, incluyendo desde luego la estructura de cimentación. Con el propósito de ilustrar el empleo del método, se presenta un ejemplo sencillo de aplicación resuelto paso a paso.

1. INTRODUCCIÓN

Se han desarrollado hasta la fecha técnicas de interacción estática suelo-estructura bastante útiles la mayoría de ellas; sin embargo, algunos de estos métodos están elaborados para aplicarse únicamente en dos dimensiones, de manera que el análisis de una estructura se realiza en un plano, lo cual hace que se pierda la visualización del fenómeno tridimensional. Se puede intentar hacer análisis en dos direcciones ortogonales y superponer los efectos para representar el fenómeno tridimensional, pero aún así el procedimiento es aproximado, y además no es posible conocer los elementos mecánicos en las vigas intermedias de la estructura de cimentación. Por lo tanto, es necesario desarrollar procedimientos que tomen en cuenta el efecto tridimensional en la interacción suelo-estructura.

En este artículo se presenta un método de interacción tridimensional que toma en cuenta toda la estructura (considerando efectos adicionales de acortamiento de barras y de torsión) y todos los estratos de suelo.

La técnica de interacción que se propone (Deméneghi 1983) consiste en considerar las reacciones del terreno de cimentación como cargas sobre la estructura, manejándolas como incógnitas. Después se calculan los hundimientos del suelo en función de las cargas sobre él (estas cargas son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones, por la tercera ley de Newton). Finalmente se establece la compatibilidad de deformaciones entre estructura y suelo, lo que equivale a igualar los desplazamientos entre ambos medios; con esto se resuelve el problema, ya que se obtienen los hundimientos del suelo y las reacciones sobre la estructura. Como previamente se realizó el análisis estructural, es posible determinar además los giros en los nudos de la estructura. Con estos resultados se pueden calcular los elementos mecánicos en toda la estructura, incluyendo desde luego a la estructura de cimentación.

2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Emplearemos el método de rigideces para llevar a cabo el análisis estructural. En este método, la ecuación general de equilibrio de la estructura es:

$$\underline{K} \underline{\delta} - \underline{P}^e + \underline{P}^c = 0 \quad (1)$$

donde \underline{K} = matriz de rigidez de la estructura
 $\underline{\delta}$ = vector de desplazamientos
 \underline{P}^e = vector de cargas de empotramiento
 \underline{P}^c = vector de cargas concentradas

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de la estructura completa se obtienen mediante la suma de las matrices de rigidez y de los vectores de cargas, respectivamente, de todas y cada una de las barras que forman la estructura.

Hallemos la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de una barra con apoyos continuos, sometida al sistema de cargas mostrado en la fig 1. Los desplazamientos de la barra se indican en la fig 2a: los giros se consideran positivos en sentido antihorario, los desplazamientos verticales son positivos si van hacia abajo y los desplazamientos horizontales son positivos si van hacia la izquierda (fig 2a). Los momentos son positivos en sentido horario, las fuerzas cortantes verticales son positivas si van hacia arriba y los fuerzas cortantes horizontales son positivas si van hacia la derecha (fig 2b). Dando a la barra los desplazamientos indicados en la fig 2a, aparecen en dicha barra los elementos mecánicos dados por la siguiente ecuación:

$$\underline{P}_m' = \underline{K}_m' \underline{\delta}_m' + (\underline{P}_m')^e \quad (2)$$

donde

$$P_m' = \begin{pmatrix} M_p' \\ M_q' \\ V_r' \\ V_s' \\ N_u' \\ N_v' \\ M_a' \\ M_b' \end{pmatrix} \quad \delta_m' = \begin{pmatrix} \theta_p' \\ \theta_q' \\ \delta_r' \\ \delta_s' \\ \delta_u' \\ \delta_v' \\ \theta_a' \\ \theta_b' \end{pmatrix}$$

La matriz de rigidez K_m' de la barra se muestra en la tabla 1. El vector de cargas de empotramiento vale

$$(P_m')^e = \begin{pmatrix} wL^2/12 - (11/192)L^2 r_r - (5/192)L^2 r_s \\ -wL^2/12 + (5/192)L^2 r_r + (11/192)L^2 r_s \\ -wL/2 - (13/32)L r_r + (3/32)L r_s \\ -wL/2 + (3/32)L r_r + (13/32)L r_s \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3)$$

Veamos a continuación la determinación de la matriz de rigidez y del vector de cargas de empotramiento para una estructura tridimensional, formada por marcos planos ortogonales entre sí, en los que en cada marco pueden existir barras inclinadas.

En las barras inclinadas de las figs 3 y 4, los desplazamientos del sistema local están relacionados con los desplazamientos del sistema global mediante las siguientes expresiones

- $\theta_p' = \theta_p \cos \beta - \theta_a \sin \beta \quad (4)$
- $\theta_q' = \theta_q \cos \beta - \theta_b \sin \beta \quad (5)$
- $\delta_r' = \delta_r \cos \alpha - \delta_u \sin \alpha \quad (6)$
- $\delta_s' = \delta_s \cos \alpha - \delta_v \sin \alpha \quad (7)$
- $\delta_u' = \delta_u \sin \alpha + \delta_v \cos \alpha \quad (8)$
- $\delta_v' = \delta_v \sin \alpha + \delta_u \cos \alpha \quad (9)$
- $\theta_a' = \theta_r \cos \alpha \sin \beta + \theta_s \cos \alpha \cos \beta \quad (10)$
- $\theta_b' = \theta_q \cos \alpha \sin \beta + \theta_t \cos \alpha \cos \beta \quad (11)$

En el sistema global

$$P_m = K_m \delta_m + P_m^e \quad (12)$$

en que la matriz K_m está dada en la tabla 2.

En una barra inclinada sometida a carga uniforme w en el sistema local $x'-z'$, el vector P_m^e en el sistema global vale

$$P_m^e = \begin{pmatrix} (wL^2/12) \cos \beta \\ -(wL^2/12) \cos \beta \\ -(wL/2) \cos \alpha \\ -(wL/2) \cos \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ (wL/2) \sin \alpha \\ -(wL^2/12) \sin \beta \\ (wL^2/12) \sin \beta \end{pmatrix} \quad (13)$$

La matriz K_m de la tabla 2 proporciona la matriz de rigidez de la barra inclinada m , para el sistema coordinado general $x-y-z$. La ec 13 proporciona el vector de cargas de empotramiento de la barra inclinada m , para el sistema coordinado general $x-y-z$.

La secuencia de cálculo es la siguiente, primero se emplean las ecs 12 y 13 para hallar la matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de cada una de las barras en el sistema global. Como mencionamos antes, la matriz de rigideces de la estructura completa se halla mediante la suma de las matrices de rigidez de todas y cada una de las barras que forman la estructura. El vector de cargas de empotramiento de la estructura completa es igual a la suma de los vectores de carga de todas y cada una de las barras de la estructura. Sustituyendo en la ec 1 se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de toda la estructura. La determinación de los elementos mecánicos en la barra m requiere de la previa determinación de sus desplazamientos en el sistema local, con el empleo de las ecs 4 a 11. A continuación, los elementos mecánicos en la barra m se hallan con la ec 2:

$$P_m' = K_m' \delta_m' + (P_m')^e \quad (2)$$

donde K_m' y $(P_m')^e$ están dados en la tabla 1 y en la ec 3, respectivamente.

3. HUNDIMIENTOS DEL TERRENO DE CIMEN-TACIÓN

Las cargas que transmite la estructura al terreno de cimentación son iguales en magnitud y de sentido contrario a las reacciones del suelo sobre la estructura, por la tercera ley de Newton. Calculemos los asentamientos del terreno en función de estas cargas: consideremos una reacción r_k actuando en la superficie (fig 5): la presión vertical vale $r_k d_k / a_k$, donde d_k y a_k son la longitud y el área en las que actúa la carga, respectivamente. La deformación del estrato de espesor H_j , debida a la carga r_k vale

$$\delta_{ijk} = (1/E_{2ij}) H_j \sigma_{zjk}$$

Pero

$$\sigma_{zjk} = I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

donde I_{ijk} es el valor de influencia, el cual está dado por el esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k (Zeevaert 1973).

E_{2ij} es el módulo lineal de deformación, el cual se define como el cociente del esfuerzo normal vertical entre la deformación unitaria vertical que produce. En consecuencia

$$p^c = \begin{pmatrix} -9.6 \\ 0 \\ -9.6 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \begin{matrix} \text{GL} \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \end{matrix}$$

Sustituyendo valores en la ec 1 y tomando en cuenta que por simetría

$$\delta_1 = \delta_3 = \delta_7 = \delta_9 \quad \delta_2 = \delta_4 = \delta_6 = \delta_8$$

$$r_1 = r_3 = r_7 = r_9 \quad r_2 = r_4 = r_6 = r_8$$

$$\theta_{10} = \theta_{11} = -\theta_{14} = \theta_{15} = \theta_{22} = -\theta_{23} = -\theta_{26} = -\theta_{27}$$

$$\theta_{13} = \theta_{16} = -\theta_{20} = -\theta_{25}$$

se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones (que respresenta el equilibrio de cortantes o de momentos en el grado de libertad correspondiente).

Grado de libertad 1:

$$773.14 \delta_1 - 773.14 \delta_2 - 1662.24 \theta_{10} - 3.494 r_1 - 0.8062 r_2 - 3.44 - 9.6 = 0 \quad (\text{a})$$

Grado de libertad 2

$$-773.14 \delta_1 - 859.767 \delta_2 - 86.62 \delta_3 + 1662.24 \theta_{10} - 186.23 \theta_{13} - 0.8062 r_1 - 5.241 r_2 - 0.4031 r_3 - 6.88 = 0 \quad (\text{b})$$

Grado de libertad 5

$$-346.48 \delta_2 - 346.48 \delta_3 + 744.92 \theta_{13} - 1.6124 r_2 - 6.988 r_3 - 13.76 = 0 \quad (\text{c})$$

Grado de libertad 10

$$-831.12 \delta_1 - 831.12 \delta_2 - 2692.76 \theta_{10} - 310.23 \theta_{13} - 1.0593 r_1 - 0.4815 r_2 - 1.233 = 0 \quad (\text{d})$$

Grado de libertad 13

$$-186.23 \delta_2 - 186.23 \delta_3 - 620.46 \theta_{10} - 1154.32 \theta_{13} - 1.0593 r_2 - 0.4815 r_3 - 2.465 = 0 \quad (\text{e})$$

b) Cálculo de las deformaciones del terreno de cimentación

Haciendo $i = 1$ en la ec 14

$$\delta_1 = \sum_{j=1}^2 (1/E_{z1j}) H_j \sum_{k=1}^9 I_{jk} r_k d_k / a_k \quad (\text{A})$$

Como se indicó en el inciso 3. el valor de influencia I_{jk} representa el esfuerzo en el punto j debido a una presión unitaria colocada en el área k . Calculemos como ejemplo un valor de influencia, digamos el I_{115} . En la fig 9 se muestra la planta del área 5 y del punto 1. Colocamos una presión unitaria en el área 5 y

calculamos el esfuerzo bajo el punto 1. a la mitad del estrato 1. es decir. a una profundidad de 1.2 m. Aplicando la ecuación de Boussinesq. se obtiene un esfuerzo vertical de 0.002988. Los demás valores de influencia se hallan en forma similar. Sustituyendo estos valores en la ec (A):

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 0.0154(2.4) [0.2271(4.3r_1)/4.6225 \\ &+ 0.009375(6.45r_2)/9.245 + 0.0001528(4.3r_3)/4.6225 \\ &+ 0.009375(6.45r_4)/9.245 + 0.002988(8.6r_5)/18.49 \\ &- 0.0001625(6.45r_6)/9.245 + 0.0001528(4.3r_7)/4.6225 \\ &- 0.0001625(6.45r_8)/9.245 + 0.00002824(4.3r_9)/4.6225] \\ &+ 0.0222(2.0)[0.1139(4.3r_1)/4.6225 \\ &+ 0.04407(6.45r_2)/9.245 + 0.002284(4.3r_3)/4.6225 \\ &+ 0.04407(6.45r_4)/9.245 + 0.028026(8.6r_5)/18.49 \\ &+ 0.002638(6.45r_6)/9.245 + 0.0022836(4.3r_7)/4.6225 \\ &+ 0.002638(6.45r_8)/9.245 + 0.0005157(4.3r_9)/4.6225] \end{aligned}$$

Por simetría

$$r_1 = r_3 = r_7 = r_9 \quad r_2 = r_4 = r_6 = r_8$$

Sustituyendo valores y haciendo operaciones

$$\delta_1 = 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_3 \quad (\text{f})$$

En forma análoga se obtienen δ_2 y δ_3

$$\delta_2 = 0.0036877 r_1 + 0.020326 r_2 - 0.0021424 r_3 \quad (\text{g})$$

$$\delta_3 = 0.0028714 r_1 + 0.010629 r_2 + 0.025023 r_3 \quad (\text{h})$$

c) Compatibilidad de deformaciones

La compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el terreno de cimentación se logra sustituyendo las ecs (f), (g) y (h) en las ecs (a), (b), (c), (d) y (e), o resolviendo el sistema de ecuaciones de la (a) a la (h):

$$r_1 = 3.2353 \text{ t/m} \quad r_2 = 1.0817 \text{ t/m} \quad r_3 = 1.1488 \text{ t/m}$$

$$\theta_{10} = 0.003760 \quad \theta_{13} = -0.0007646$$

$$\delta_1 = 0.04558 \text{ m} \quad \delta_2 = 0.03638 \text{ m} \quad \delta_3 = 0.04953 \text{ m}$$

Como ilustración hallaremos los elementos mecánicos en las barras 1 y 7, para lo que se aplican las ecs 2 y 3, y la tabla 1.

Barra 1

$$M'_{10} = -1.403 \text{ t-m} \quad M'_{12} = -1.697 \text{ t-m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t} \quad V'_2 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{11} = -1.404 \text{ t-m} \quad M'_{13} = 1.404 \text{ t-m}$$

Barra 7

$$M'_{11} = -1.403 \text{ t-m} \quad M'_{17} = -1.697 \text{ t-m}$$

$$V'_1 = 4.8 \text{ t} \quad V'_4 = 1.042 \text{ t}$$

$$M'_{10} = 1.404 \text{ t-m} \quad M'_{16} = -1.404 \text{ t-m}$$

6. CONCLUSIONES

Como se puede apreciar en los incisos anteriores, se puede resolver el problema de la interacción estática suelo-estructura en una estructura tridimensional, incluyendo acortamiento de barras y momentos de torsión, para marcos planos ortogonales, tomando en cuenta toda la estructura y todos los estratos del subsuelo.

Uno de los aspectos importantes es que para aplicar esta técnica en la práctica profesional, es necesario elaborar programas de computadora que resuelvan el problema de manera expedita.

7. REFERENCIAS

Beaufait, F W, Rowan, W H, Hoadley, P G y Hackert, R M. 1970. *Computer methods of structural analysis*. Prentice-Hall.

Deméneghi, A. 1983. Interacción suelo-estructura. *Rev Ingeniería*. Vol LIII No 4. 80-90.

Zeevaert, L. 1973. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. Van Nostrand Reinhold.

TABLA 1
MATRIZ DE RIGIDEZ K_{ij} DE UNA BARRA (SISTEMA LOCAL)

θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	δ_u	δ_v	θ_a	θ_b	
4EI/L	2EI/L	-6EI/L ²	6EI/L ²	0	0	0	0	θ_p
2EI/L	4EI/L	-6EI/L ²	6EI/L ²	0	0	0	0	θ_q
-6EI/L ²	-6EI/L ²	12EI/L ³	-12EI/L ³	0	0	0	0	δ_r
6EI/L ²	6EI/L ²	-12EI/L ³	12EI/L ³	0	0	0	0	δ_s
0	0	0	0	AE/L	-AE/L	0	0	δ_u
0	0	0	0	-AE/L	AE/L	0	0	δ_v
0	0	0	0	0	0	Gk/L	-Gk/L	θ_a
0	0	0	0	0	0	-Gk/L	Gk/L	θ_b

TABLA 2
MATRIZ DE RIGIDEZ K_{ij} DE UNA BARRA INCLINADA (SISTEMA GLOBAL)

Sean	$D = 4EI/L$	$M = 6EI/L^2$	$N = 12EI/L^3$	$Q = AE/L$	$F = Gk/L$			
	SA = sen α	S2A = sen ² α	SB = sen β	S2B = sen ² β				
	CA = cos α	C2A = cos ² α	CB = cos β	C2B = cos ² β				
θ_p	θ_q	δ_r	δ_s	δ_u	δ_v	θ_a	θ_b	
D C2B - F S2B	(D/2) C2B - F S2B	- M CB CA	M CB CA	M CB SA	- M CB SA	- D CB SB + F CB SB	-(D/2) CB SB - F SB CB	θ_p
(D/2) C2B - F S2B	D C2B + F S2B	- M CB CA	M CB CA	M CB SA	- M CB SA	-(D/2) CB SB - F CB SB	- D CB SB + F CB SB	θ_q
- M CA CB	- M CA CB	N C2A + Q S2A	- N C2A - Q S2A	- N CA SA + Q CA SA	N CA SA - Q CA SA	M CA SB	M CA SB	δ_r
M CA CB	M CA CB	- N C2A - Q S2A	N C2A + Q S2A	N CA SA - Q CA SA	- N CA SA + Q CA SA	- M CA SB	- M CA SB	δ_s
M SA CB	M SA CB	- N CA SA + Q CA SA	N CA SA - Q CA SA	N S2A + Q C2A	- N S2A - Q C2A	- M SA SB	- M SA SB	δ_u
- M SA CB	- M SA CB	N CA SA - Q CA SA	- N CA SA + Q CA SA	- N S2A - Q C2A	N S2A + Q C2A	M SA SB	M SA SB	δ_v
- D CB SB + F CB SB	-(D/2) CB SB - F CB SB	M CA SB	- M CA SB	- M SA SB	M SA SB	D S2B + F C2B	(D/2) S2B - F C2B	θ_a
-(D/2) CB SB - F CB SB	- D CB SB + F CB SB	M CA SB	- M CA SB	- M SA SB	M SA SB	(D/2) S2B - F C2B	D S2B + F C2B	θ_b

TABLA 3
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 1, K_1

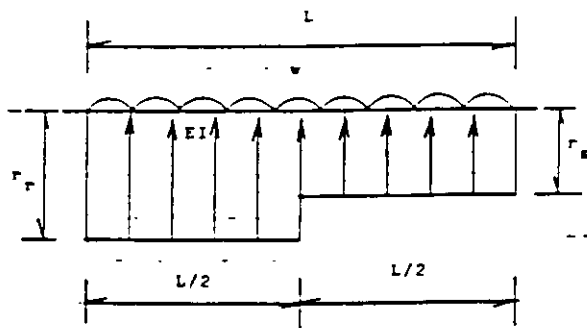
θ_{10}	θ_{12}	δ_1	δ_2	θ_{11}	θ_{13}	
2382.530	1191.265	- 831.115	831.115	0	0	θ_{10}
1191.265	2382.530	- 831.115	831.115	0	0	θ_{12}
- 831.115	- 831.115	386.565	- 386.565	0	0	δ_1
831.115	831.115	- 386.565	386.565	0	0	δ_2
0	0	0	0	310.08	- 310.08	θ_{11}
0	0	0	0	- 310.08	310.08	θ_{13}

TABLA 4
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA BARRA 7, K_7

θ_{10}	θ_{16}	δ_1	δ_2	θ_{11}	θ_{17}	
310.08	- 310.08	0	0	0	0	θ_{10}
- 310.08	310.08	0	0	0	0	θ_{16}
0	0	386.565	- 386.565	831.115	831.115	δ_1
0	0	- 386.565	386.565	- 831.115	- 831.115	δ_2
0	0	831.115	- 831.115	2382.530	1191.265	θ_{11}
0	0	831.115	- 831.115	1191.265	2382.530	θ_{17}

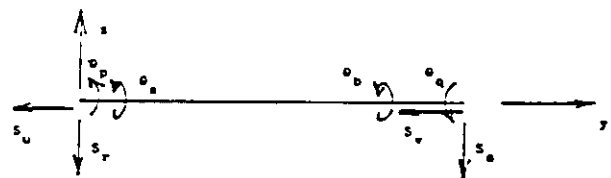
TABLA 5
MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA K , PARA LOS PRIMEROS CINCO GRADOS DE LIBERTAD.
SISTEMA GLOBAL

δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	δ_5	
773.130	- 386.565	0	- 386.565	0	δ_1
- 386.565	859.750	- 386.565	0	- 86.619	δ_2
0	- 386.565	773.130	0	0	δ_3
- 386.565	0	0	859.750	- 86.619	δ_4
0	- 86.619	0	- 86.619	346.477	δ_5

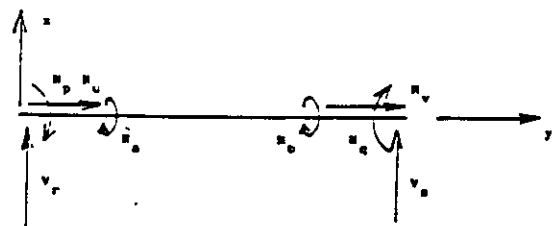


GEOMETRÍA Y CARGAS
BARRA DE CIMENTACIÓN

FIGURA 1

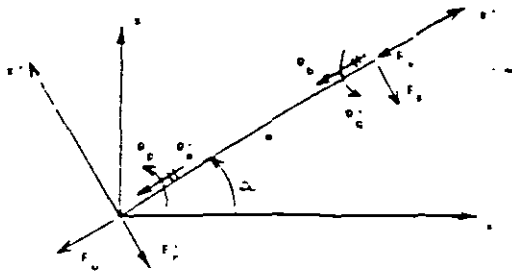


a) Desplazamientos

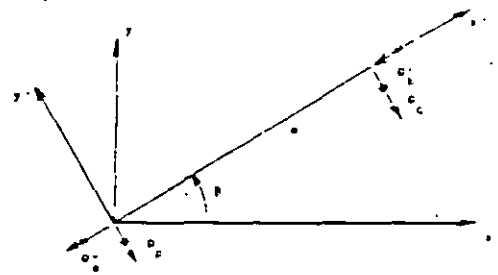


b) Elementos mecánicos
(barra sobre nudo)

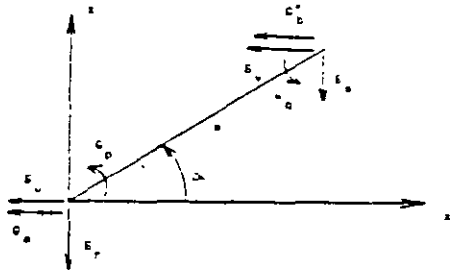
CONVENCIÓN DE SIGNOS FIGURA 2



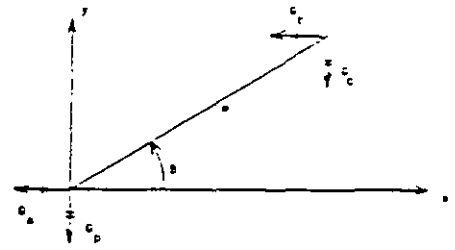
a) SISTEMA LOCAL x'-y'



b) SISTEMA LOCAL x''-y''



c) SISTEMA GLOBAL x-z



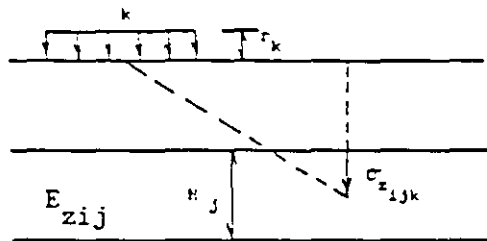
d) SISTEMA GLOBAL x-y

DESPLAZAMIENTOS DE LA BARRA INCLINADA

GIROS DE LA BARRA PARALELO AL PLANO x-y

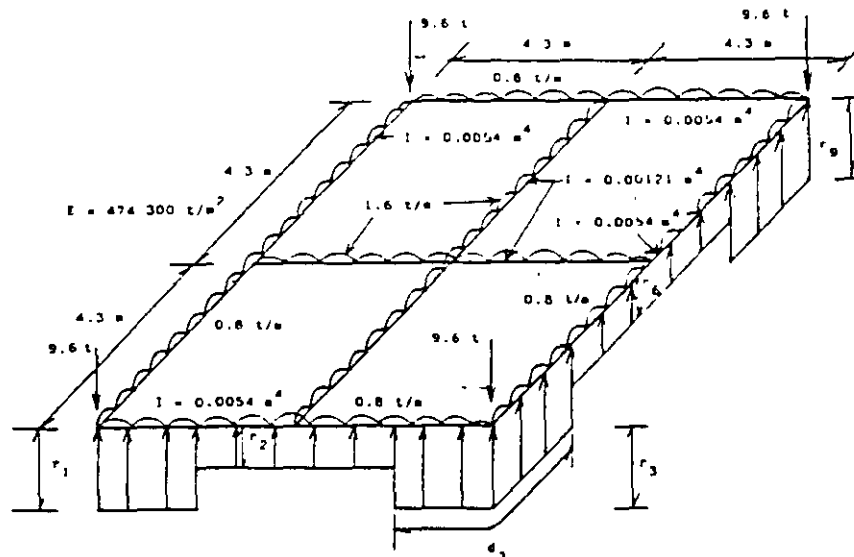
FIGURA 3

FIGURA 4



CÁLCULO DE LOS HUNDIMIENTOS DEL TERRENO

FIGURA 5



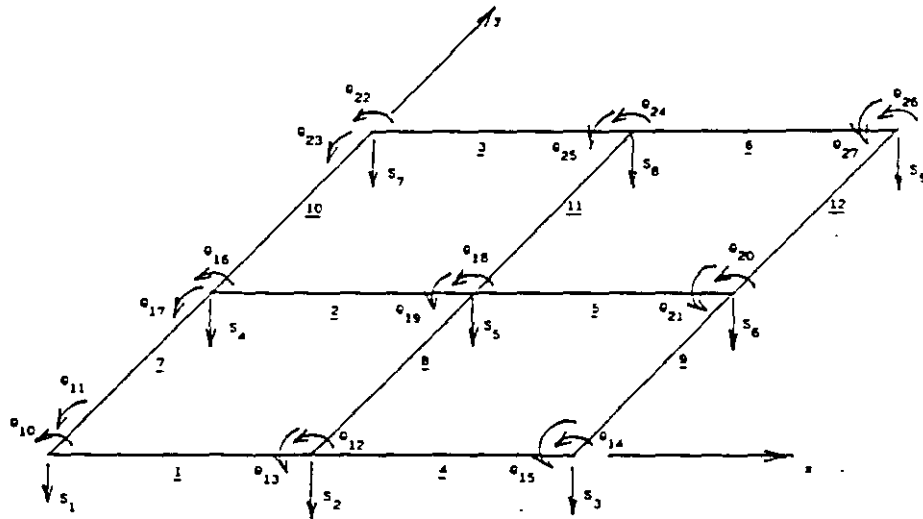
GEOMETRÍA Y SISTEMA DE CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

FIGURA 6

$1/E_z = 0.0154 \text{ m}^2/\text{t}$	2.4 m Estrato 1
$1/E_z = 0.0222 \text{ m}^2/\text{t}$	2.0 m Estrato 2

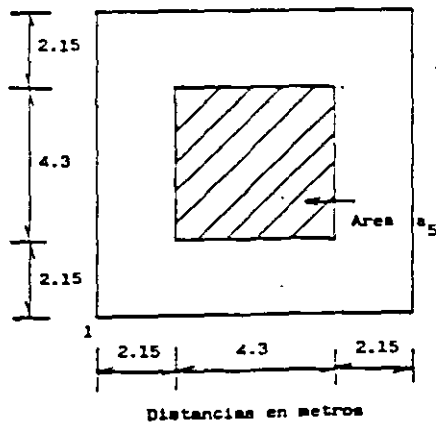
ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES (EJEMPLO)

FIGURA 7



NUMERACIÓN DE BARRAS Y GRADOS DE LIBERTAD

FIGURA 8



DETERMINACIÓN DE LOS VALORES DE INFLUENCIA

FIGURA 9

$$P_1^e = \begin{bmatrix} 4.9333 - 0.91667 r_1 - 0.41667 r_2 \\ -4.9333 + 0.41667 r_1 + 0.91667 r_2 \\ -7.4 + 0.375 r_1 + 1.625 r_2 \\ -7.4 + 1.625 r_1 + 0.375 r_2 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_4 \\ \theta_5 \\ \delta_1 \\ \delta_2 \end{matrix}$$

El vector de cargas de empotramiento de la barra 2 vale (ec 4)

$$P_2^e = \begin{bmatrix} 4.9333 - 0.91667 r_2 - 0.41667 r_3 \\ -4.9333 + 0.41667 r_2 + 0.91667 r_3 \\ -7.4 + 0.375 r_2 + 1.625 r_3 \\ -7.4 + 1.625 r_2 + 0.375 r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \theta_5 \\ \theta_6 \\ \delta_2 \\ \delta_1 \end{matrix}$$

La matriz de rigidez y el vector de cargas de empotramiento de la estructura están dados por suma de las matrices y vectores de las barras 1 y 2, respectivamente. No se considera el grado de libertad 5 (θ_5) porque por simetría es igual a cero.

$$K = \begin{bmatrix} \delta_1 & \delta_2 & \delta_3 & \theta_4 & \theta_6 \\ 10939.1 & -10939.1 & 0 & -21878.2 & 0 \\ -10939.1 & 21878.2 & -10939.1 & 21878.2 & -21878.2 \\ 0 & -10939.1 & 10939.1 & 0 & 21878.2 \\ -21878.2 & 21878.2 & 0 & 58341.9 & 0 \\ 0 & -21878.2 & 21878.2 & 0 & 58341.9 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

$$P^e = \begin{bmatrix} -7.4 + 1.625 r_1 + 0.375 r_2 \\ -14.8 + 0.375 r_1 + 3.25 r_2 + 0.375 r_3 \\ -7.4 + 1.625 r_2 + 0.375 r_3 \\ 4.9333 - 0.91667 r_1 - 0.41667 r_2 \\ -4.9333 + 0.41667 r_2 + 0.91667 r_3 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

$$P^c = \begin{bmatrix} -35 \\ -50 \\ -35 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_6 \end{matrix}$$

Tomando en cuenta que por simetria $\delta_1 = \delta_3$, $\theta_4 = -\theta_6$, y utilizando la ecuacion matricial

$$K \delta + P^e + P^c = 0$$

se llega al siguiente sistema de ecuaciones

$$10939.1 \delta_1 - 10939.1 \delta_2 - 21878.12 \theta_4 + 1.625 r_1 + 0.375 r_2 - 7.4 - 35 = 0 \tag{a}$$

$$-21878.2 \delta_1 + 21878.2 \delta_2 + 43756.4 \theta_4 + 0.75 r_1 + 3.25 r_2 - 14.8 - 50 = 0 \tag{b}$$

$$-21878.2 \delta_1 + 21878.2 \delta_2 + 58341.9 \theta_4 - 0.91667 r_1 - 0.41667 r_2 + 4.9333 = 0 \tag{c}$$

b) Hundimientos del terreno

Se emplea la ec 5

$$\delta_i = \delta_{o1} + \sum_{j=1}^{n_e} M_{z_{ij}} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k$$

Los valores de influencia I_{ijk} se obtienen aplicando presiones unitarias y calculando los esfuerzos producidos por estas presiones unitarias. Por ejemplo, el valor I_{111} se determina aplicando una presion unitaria en el área 1 (area de 2 por 2 m²) y calculando el esfuerzo normal vertical σ_z bajo el punto 1, en el primer estrato, a la profundidad $z = 0.8/2 = 0.4$ m. Aplicando la ecuación de Boussinesq se halla un $\sigma_z = I_{111} = 0.4878$. Los demás valores de influencia se obtienen en forma similar.

En la tabla 1 se presentan los valores de influencia del terreno de cimentacion y en la tabla 2 las magnitudes de los elementos de la matriz de flexibilidades del suelo. Tomando en cuenta que por simetria $\delta_1 = \delta_3$, $r_1 = r_3$, se obtienen los hundimientos δ_i en función de las cargas r_i :

$$\delta_1 = 0.000817668 r_1 + 0.0000349723 r_2 \tag{d}$$

$$\delta_2 = 0.0000634471 r_1 + 0.00163405 r_2 \tag{e}$$

c) Compatibilidad de deformaciones

Resolviendo el sistema de ecuaciones a a e:

$$\delta_1 = 0.021759 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0.020075 \text{ m}$$

$$\theta_4 = 0.0010381$$

$$r_1 = 26.129 \text{ t/m}$$

$$r_2 = 11.271 \text{ t/m}$$

e) Elementos mecánicos

Como ejemplo, determinaremos los elementos mecánicos en la barra 1. Aplicando las ecs 6 a 9

$$M'_4 = 0$$

$$M'_5 = 9.717 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 35 \text{ t}$$

$$V'_2 = 25 \text{ t}$$

f) Expansiones del subsuelo

Para estimar el efecto de una expansión del subsuelo, consideremos que los puntos 1 y 3 sufren un levantamiento en campo libre de 2.5 cm. La ec d' queda

$$\delta_1 = -0.025 + 0.000817668 r_1 + 0.0000349723 r_2 \quad (d')$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones α a e (con la ec d' en lugar de la ec d), se halla

$$\delta_1 = 0.0003896$$

$$\delta_2 = 0.005754 \text{ m}$$

$$\theta_4 = -0.0002122$$

$$r_1 = 35.247 \text{ t/m}$$

$$r_2 = 2.153 \text{ t/m}$$

Hallemos los elementos mecánicos en la barra 1, aplicando las ecs 6 a 9

$$M'_4 = 0$$

$$M'_5 = 46.189 \text{ t.m}$$

$$V'_1 = 35 \text{ t}$$

$$V'_2 = 25 \text{ t}$$

Nótese el incremento de la reacción r_1 de 26.129 a 35.247 t/m y la disminución de la reacción r_2 de 11.271 a 2.153 t/m. También es significativo el incremento del momento flexionante en el nudo 5, que pasa de 9.717 a 46.189 t.m, con un aumento de 375 %.

TITULO DE LOS VALORES DE INFLUENCIA
 NTO. ESTRATO. CARGA. VALOR DE INFLUENCIA

1	1	.4878484
1	2	7.820726E-04
1	3	7.838011E-06
2	1	.2963525
2	2	2.385181E-02
2	3	4.414916E-04
1	1	7.368624E-04
1	2	.9756968
1	3	7.368624E-04
2	1	2.162087E-02
2	2	.592705
2	3	2.162087E-02
1	1	7.838011E-06
1	2	7.820726E-04
1	3	.4878484
2	1	4.414916E-04
2	2	2.385181E-02
2	3	.2963525

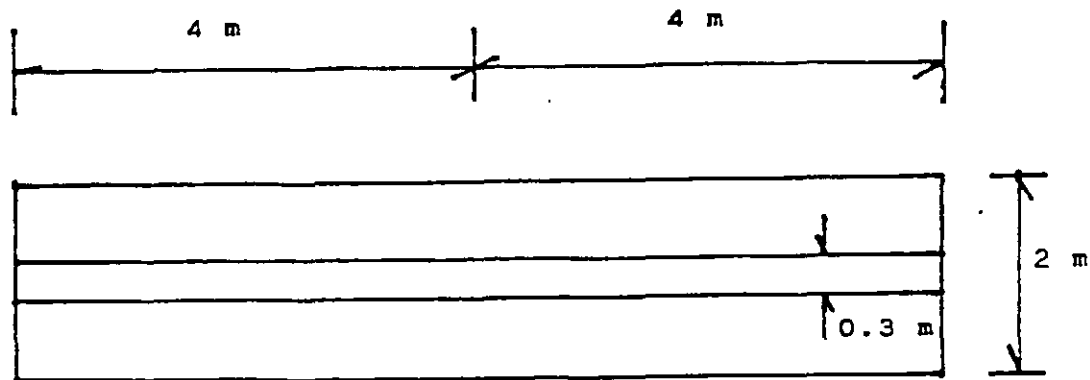
TABLA 2

MATRIZ DE FLEXIBILIDADES DEL SUELO

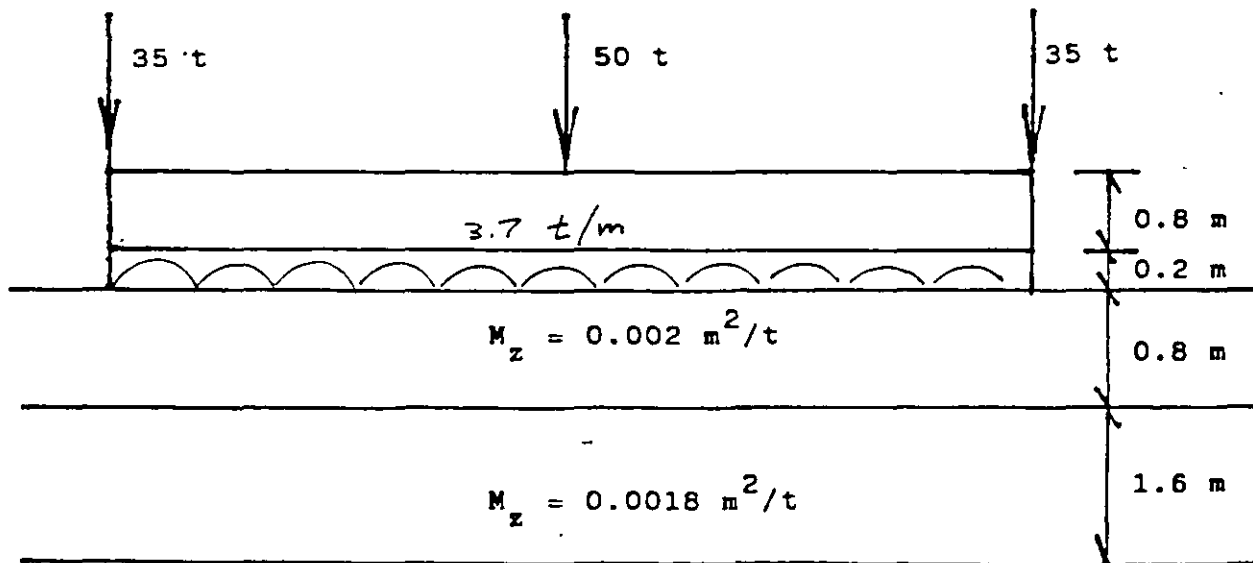
K, FLE(I,K)

1	8.170263E-04
2	3.497227E-05
3	6.420184E-07
1	3.172354E-05
2	1.634053E-03
3	3.172354E-05
1	6.420184E-07
2	3.497227E-05
3	8.170263E-04

NOMBRE: CURSO DE CIMENTACIONES. EJEMPLO DE ISF																				
FECHA: 11/02/97																				
PROGRAMA: ISEPRMEC																				
NOMBRE: CALCULO DE ESFUERZOS NORMALES EN LA MASA DE SUELO																				
FECHA: 20/07/92																				
PROGRAMA: ESFNOR																				
ESTRATO	Z	Q	DU	L'	B'	A	Rniz A	x2+z2	y2+z2	xyz	sz'	sn'	sy'	sz	sx	sy	su	H	Epsilonz	Ez
	m	t/m2		m	m						t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	t/m2	m		t/m2
1	0,4	9,35	0,45	8	1	65,16	8,07217	1,16	64,16	3,2	2,284388	1,240512	1,59831	4,568778	2,481025	3,19674	220	0,8	0,00915	489,126
2	1,6	9,35	0,45	8	1	67,56	8,21949	3,56	66,56	12,8	1,498023	0,147423	0,712	2,998045	0,294847	1,424	420	1,6	0,0053	566,034
1	0,4	9,35	0,45	4	1	17,16	4,14246	1,16	16,16	1,6	2,284141	1,22473	1,575071	9,136564	4,898918	0,30029	220	0,8	0,01862	490,623
2	1,6	9,35	0,45	4	1	19,56	4,42267	3,56	18,56	6,4	1,486529	0,137689	0,59606	5,946115	0,550756	2,38424	420	1,6	0,01101	539,929



PLANTA

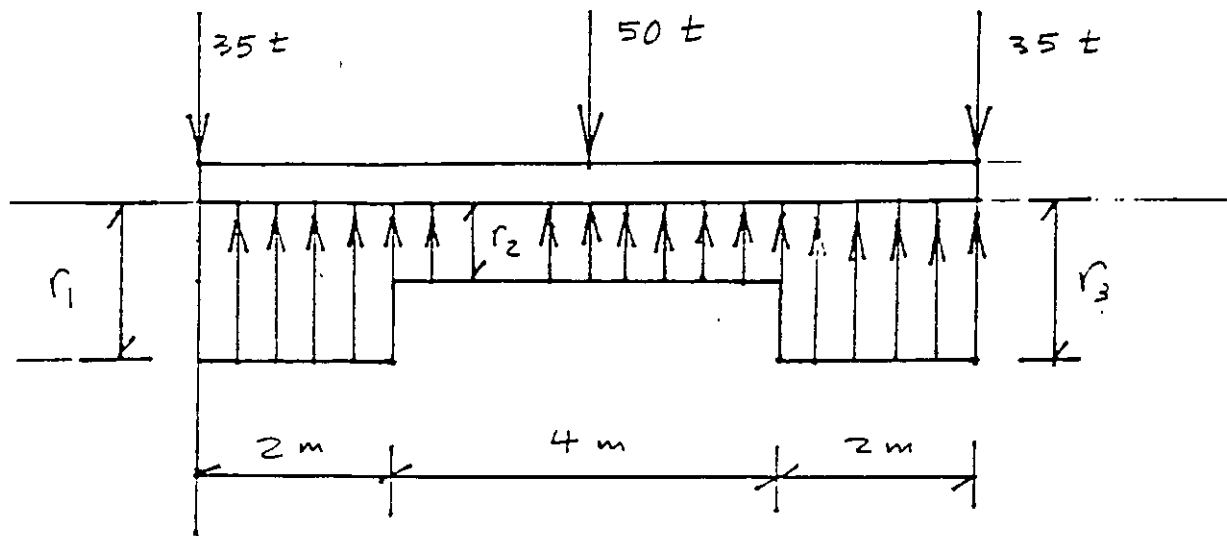


Roca

ELEVACION

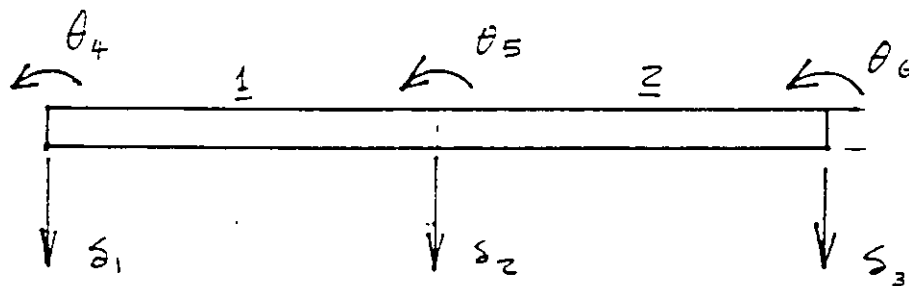
CARACTERISTICAS DE ESTRUCTURA Y TERRENO
DE CIMENTACION

FIGURA 1



SISTEMA DE CARGAS

FIGURA 2



NUMERACIÓN DE BARRAS Y

GRADOS DE LIBERTAD

FIGURA 3

1. Cálculo de la interacción estática suelo-estructura

La interacción estática suelo-estructura se puede extender a lugares donde en subsuelo esté formado por arcillas expansivas. En este caso la expansión del subsuelo en un punto i se puede tomar con una deformación que denominaremos δ_{oi} . La deformación del punto i , considerando además el efecto de las cargas r_k estará dada por la siguiente expresión:

$$\delta_i = \delta_{oi} + \sum_{j=1}^{n_e} M_{z_{ij}} H_{ij} \sum_{k=1}^{n_r} I_{ijk} r_k d_k / a_k \quad (1)$$

donde $M_{z_{ij}}$ = módulo lineal de deformación, igual al cociente de la deformación unitaria vertical del estrato j , entre el esfuerzo normal vertical que la ocasiona

H_{ij} = espesor del estrato j , bajo el punto i

I_{ijk} = valor de influencia, igual al esfuerzo normal vertical en el punto ij , producido por una presión unitaria actuando en el área a_k

r_k = reacción en el punto k , en t/m

d_k = distancia en que actúa r_k

n_e = número de estratos

n_r = número de reacciones

El levantamiento en un punto se tomará con un valor negativo. Así, si el suelo experimenta en el punto i una expansión en campo libre de 4 cm, $\delta_{oi} = - 4$ cm.

Consideremos el ejemplo de Deméneghi (1995) y supongamos que los puntos 1, 3, 7 y 9 sufren una expansión en campo libre de 3 cm. Por lo tanto:

$$\delta_{o1} = \delta_{o3} = \delta_{o7} = \delta_{o9} = - 0.03 \text{ m}$$

La ec f queda

$$\delta_1 = - 0.03 + 0.012733 r_1 + 0.0033854 r_2 + 0.00063012 r_5 \quad (f')$$

Las demás ecuaciones permanecen iguales. Resolviendo el sistema (a) a (h):

* Profesor del Departamento de Geotecnia. División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica. Facultad de Ingeniería. UNAM

$$\begin{array}{lll} \delta_1 = 0.02478 \text{ m} & \delta_2 = 0.02695 \text{ m} & \delta_3 = 0.4874 \text{ m} \\ \theta_{10} = 0.00003207 & \theta_{19} = -0.004690 & \\ r_1 = 4.121 \text{ t/m} & \delta_2 = 0.443 \text{ t/m} & r_3 = 1.287 \text{ t/m} \end{array}$$

Presentamos a continuación la determinación de los elementos mecánicos en las barras 1 y 7:

Barra 1 (dirección x)

Se aplican las ecs 6 a 11, 14 y 15

$$\begin{array}{ll} M_{10} = -1.457 \text{ t.m} & M_{12} = 3.072 \text{ t.m} \\ V_1 = 4.788 \text{ t} & V_2 = 1.584 \text{ t} \\ M_{11} = -1.464 \text{ t.m} & M_{13} = 1.464 \text{ t.m} \end{array}$$

Barra 7 (dirección y)

Se aplican las ecs 6 a 13

$$\begin{array}{ll} M_{11} = -1.457 \text{ t.m} & M_{17} = 3.072 \text{ t.m} \\ V_1 = 4.788 \text{ t} & V_4 = 1.584 \text{ t} \\ M_{10} = 1.464 \text{ t.m} & M_{16} = -1.464 \text{ t.m} \end{array}$$

En la fig 1 se exhiben los elementos mecánicos en las barras 1 y 7. Se han graficado además, para fines de comparación, los elementos mecánicos sin considerar expansión. El incremento más importante se presenta en el momento flexionante (grado de libertad 12) del nudo derecho de la barra 1 (o barra 7), en el que inclusive se presenta un cambio de signo; el aumento es del orden de 220 %. También se presenta un incremento considerable, del orden de 53 %, en el cortante (grado de libertad 2) del nudo derecho.

Lo anterior hace ver la necesidad de tomar en cuenta la expansión del subsuelo, en la interacción estática suelo-estructura.

2. Determinación de deformaciones y propiedades del suelo

En suelos cohesivos parcialmente saturados en que la presión hidráulica $u_v \leq 0$, la presión de confinamiento resultante p_{ce} está dada por la suma de los efectos debidos a la presión debida a peso propio p_{co} (presión total de confinamiento) y los debidos a la presión de succión p_s . La deformabilidad del suelo depende de la presión de confinamiento resultante p_{ce} .

Para fines de análisis de interacción suelo-estructura, conviene separar el problema calculando dos clases de deformaciones:

(a) La deformación debida a la variación de la succión, manteniendo los demás esfuerzos (presiones totales) constantes (deformación en campo libre δ_{o1} , ec 1); y

(b) La deformación debida a incrementos de esfuerzo ocasionados por la estructura, manteniendo la presión de succión constante (segundo término del segundo miembro de la ec 1). Por lo tanto, el módulo M_z debe determinarse para una succión constante.

3. Consideraciones prácticas

Con el empleo de la interacción suelo-estructura se pueden determinar en forma más realista los desplazamientos diferenciales en una estructura. A pesar de que el ejemplo aquí presentado no es totalmente representativo de lo que ocurre en una arcilla expansiva, puede sin embargo ilustrar, en forma cualitativa el fenómeno de interacción que se presenta en esta clase de suelo. Tomando los datos del ejemplo, supongamos que la estructura se construyó en temporada de estiaje y que ésta sufrió los siguientes asentamientos:

Nudo	Asentamiento cm
1	4.16
2	3.49

Consideremos que por alguna razón se incrementa la humedad del subsuelo (agua de lluvia, rotura de tubería de drenaje, riego, etcétera), y que, en la zona aledaña a los puntos 1, 3, 7 y 9 (en campo libre), el suelo sufrió una expansión de 3 cm. Los desplazamientos de la estructura, después de esta expansión, quedaron

Nudo	Asentamiento cm
1	2.48
2	2.70

El nudo 1 se levantó $4.16 - 2.48 = 1.68$ cm, mientras que el nudo 2 se levantó $3.49 - 2.70 = 0.79$ cm. Es decir, a pesar de que la expansión del suelo (en campo libre) fue de 3 cm, por efecto de las cargas sobre el terreno y de la rigidez de la estructura de cimentación, las deformaciones de la estructura fueron menores.

En términos generales, es conveniente calcular las deformaciones de la estructura para diferentes estados de movimiento. Así, una posible condición consiste en que la estructura se construya en temporada de estiaje, y que sufra asentamientos sólo por incrementos de carga debidos a la estructura; posteriormente, en época de lluvias se incrementa la humedad del subsuelo y ocurrirán expansiones de la

arcilla y de la estructura. Otra posible trayectoria de deformaciones puede consistir en que la estructura se construya en época de lluvias, y que la estructura experimente asentamientos por la carga sobre el subsuelo; en temporada de estiaje el suelo se enjutará y se presentaran asentamientos adicionales en la estructura.

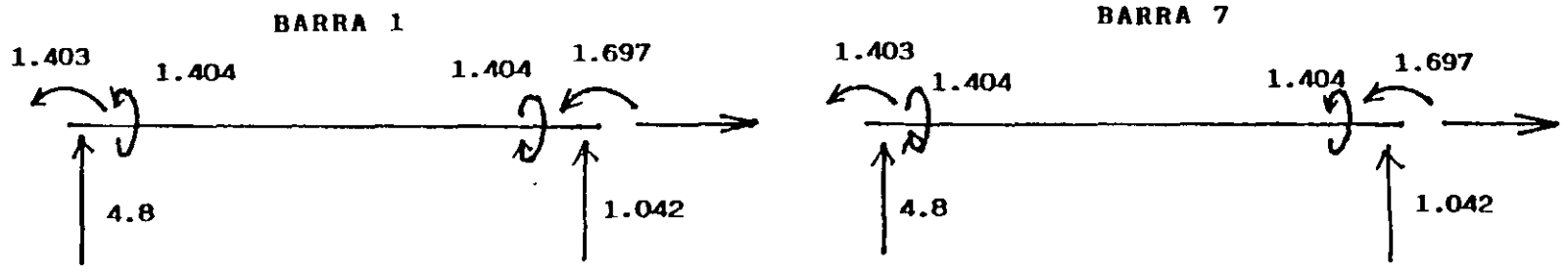
Los desplazamientos diferenciales se deberán comparar con los desplazamientos diferenciales *tolerables*. En la fig 2 (Bjerrum 1963) y en la tabla 1 (Sowers 1962) se presentan magnitudes de estos desplazamientos tolerables (la fig 2 y la tabla 1 están tomados de Lambe y Whitman 1969).

Se espera que lo expuesto en párrafos anteriores pueda contribuir a conocer mejor el comportamiento de la interacción estática suelo-estructura en arcillas expansivas. Es obvio que lo aquí presentado puede ser apenas el inicio de un programa de investigación mucho más completo sobre el tema.

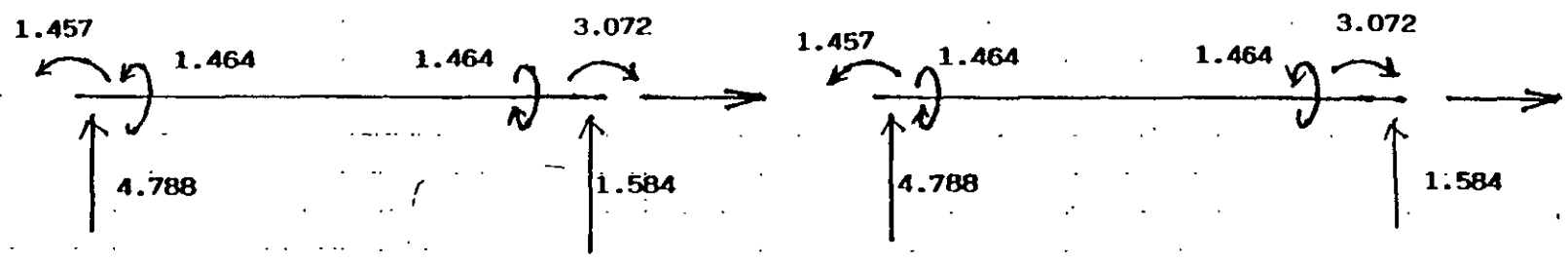
Referencias

Deméneghi, A, "Método tridimensional de interacción estática suelo-estructura", Memorias del X Congreso Panamericano de Mec de Suelo e Ing de Cimentaciones, Vol 2, Guadalajara, Jal, 1995

Lambe, T W y Whitman, R V, Soil Mechanics. Wiley, 1969



a) SIN EXPANSION



b) CON UNA EXPANSION DE 3 cm EN EL GRADO DE LIBERTAD 1 (NUDO IZQUIERDO).

FIGURA 1

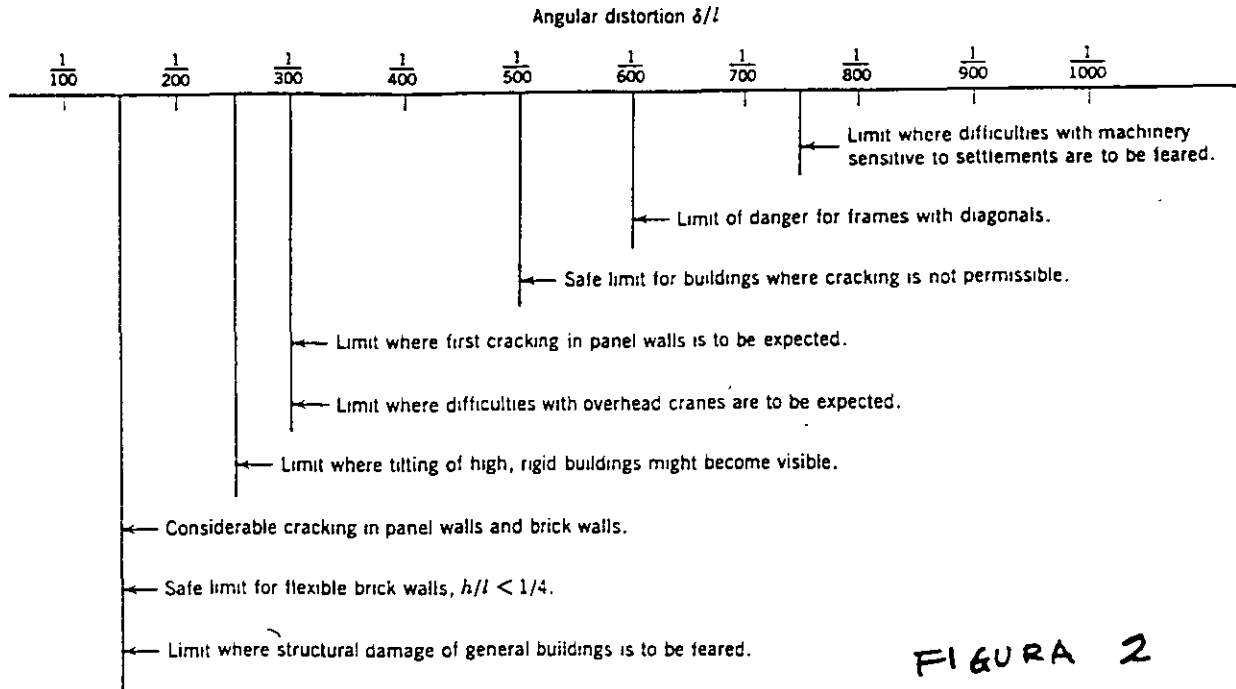


FIGURA 2

Fig. 14.8 Limiting angular distortions (From Bjerrum, 1963a).

general guidance that will suffice for routine jobs, each large project must receive additional careful study.

Relation of Total and Differential Settlement

As stated previously, it usually is the differential settlement (rather than the total settlement) that is of concern in the designing of a foundation. On the other hand, it is much more difficult to estimate differential settlement than it is to estimate the maximum settlement. This is because the magnitude of differential settlement is affected greatly by the nonhomogeneity of natural soil deposits, and also by the ability of structures to bridge over soft spots in the foundation. On a very important job, it usually is worthwhile to make a very detailed study of the subsoil to locate stronger and weaker zones, and to investigate comprehensively the relation between foundation movements and forces in the structures. On a less important job, it may suffice to use an empirical relationship between total settlement and differential settlement, and to state the design criterion in terms of an allowable total settlement.

Figure 14.9 presents results from actual buildings resting on granular soils. Part (a) gives observed values of angular distortion δ/l versus maximum differential settlement. Whereas δ/l is determined by the differential settlement between adjacent columns, the maximum differential settlement may well be between two columns which are far apart. The curve drawn on the figure gives the average for the observed points. Part (b) shows the relationship between maximum differential settlement

and maximum settlement. The line drawn as an upper envelope indicates that the maximum differential settlement can be equal to the maximum settlement, but there may well be one column which has almost no settlement. Generally, the maximum differential settlement is less than the maximum settlement.²

The use of these relationships is illustrated in Example 14.1. From the nature of the building a permissible δ/l is

► **Example 14.1**

Given. A one-story reinforced concrete building with brick curtain walls.

Find. Allowable total settlement which will ensure no cracking of the brick walls.

Solution. From Fig. 14.8, maximum $\delta/l = 1/500 = 0.002$. Table 14.1 would give 0.003. Use $\delta/l = 0.002$.

From Fig. 14.9a, maximum allowable differential settlement is 2.5 cm.

From Fig. 14.9b, using the upper bound, the allowable total settlement is also 2.5 cm or 1 in. ◀

chosen. Then the curves are used to find first the maximum differential settlement and then the maximum permissible total settlement. The settlement as predicted by the methods discussed in Sections 14.8 through 14.10 should then be less than this allowable settlement. An allowable total settlement of 1 in. is a typical specification for commercial buildings.

² Maximum differential settlement greater than maximum total settlement can result when one portion of the structure settles while another settles. This situation is not uncommon in structures on sand.

TABLE I

Table 14.1 Allowable Settlement

Type of Movement	Limiting Factor	Maximum Settlement
Total settlement	Drainage	6-12 in.
	Access	12-24 in.
	Probability of nonuniform settlement:	
	Masonry walled structure	1-2 in.
	Framed structures	2-4 in.
Tilting	Smokestacks, silos, mats	3-12 in.
	Stability against overturning	Depends on height and width
	Tilting of smokestacks, towers	0.004/l
	Rolling of trucks, etc.	0.01/l
	Stacking of goods	0.01/l
	Machine operation-cotton loom	0.003/l
	Machine operation-turbogenerator	0.0002/l
	Crane rails	0.003/l
	Drainage of floors	0.01-0.02/l
	Differential movement	High continuous brick walls
One-story brick mill building, wall cracking		0.001-0.002/l
Plaster cracking (gypsum)		0.001/l
Reinforced-concrete building frame		0.0025-0.004/l
Reinforced-concrete building curtain walls		0.003/l
Steel frame, continuous		0.002/l
	Simple steel frame	0.005/l

From Sowers, 1962.

Note. l = distance between adjacent columns that settle different amounts, or between any two points that settle differently. Higher values are for regular settlements and more tolerant structures. Lower values are for irregular settlements and critical structures.

"dishing." Nonuniform settlement can result from: (a) uniform stress acting upon a homogeneous soil; or (b) nonuniform bearing stress; or (c) nonhomogeneous subsoil conditions.

As shown in Fig. 14.6, ρ_{\max} denotes the maximum settlement and ρ_{\min} denotes the minimum settlement. The differential settlement $\Delta\rho$ between two points is the larger settlement minus the smaller. Differential settlement is also characterized by *angular distortion* δ/l , which is the differential settlement between two points divided by the horizontal distance between them.

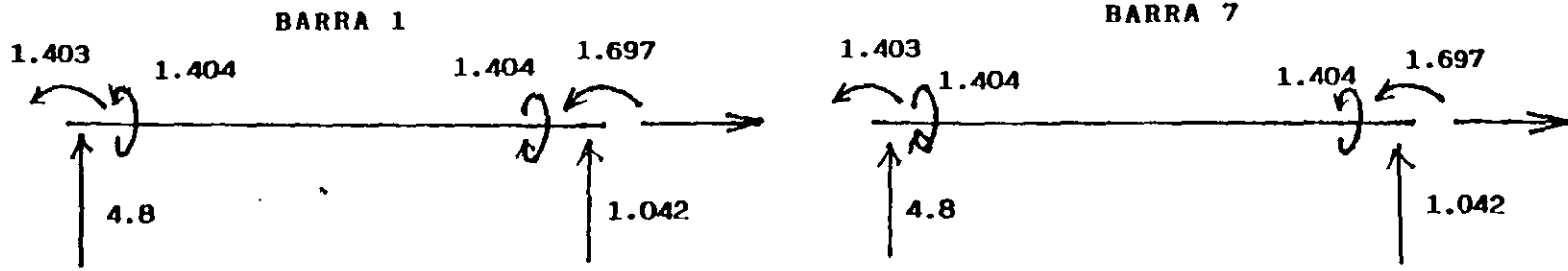
The amount of settlement a structure can tolerate—the *allowable settlement* or *permissible settlement*—depends on many factors including the type, size, location, and intended use of the structure, and the pattern, rate, cause, and source of settlement. Table 14.1 gives one indication of allowable settlements. It might seem that the engineer designing a foundation would have the permissible settlement specified for him by the engineer who designed the structure. However, this is

seldom the case and the foundation engineer frequently finds himself "in the middle" between the structural engineer who wants no settlement and the client who wants an economical foundation. Thus a foundation engineer must understand allowable settlements.

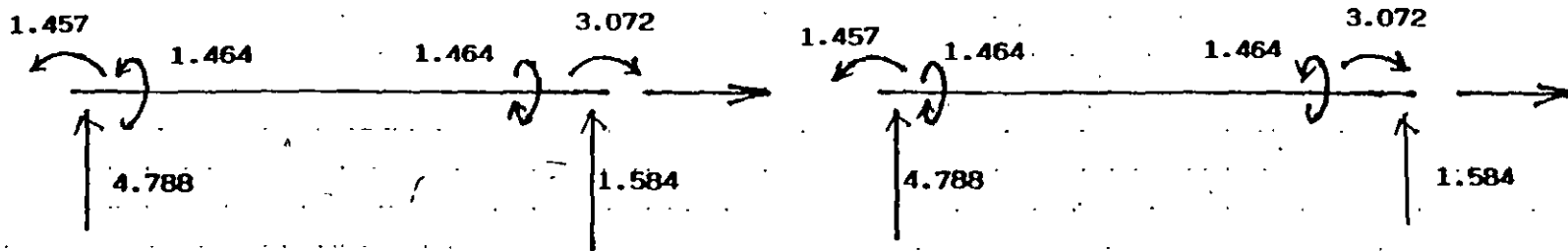
In the following paragraphs some of the salient aspects of allowable settlement are discussed and illustrated. The last portion of this section presents general guides for estimating the allowable settlement for a particular situation.

Total Settlement

Generally the magnitude of total settlement is not a critical factor but primarily a question of convenience. If the total settlement of a structure exceeds 6 to 12 in. there can be trouble with pipes (for gas, water, or sewage) connected to the structure. Connections can, however, be designed for structure settlement. Figure 1.3 shows a classic example of a building that has undergone large settlements and yet remained in service. However,



a) SIN EXPANSION



b) CON UNA EXPANSION DE 3 cm EN EL GRADO DE LIBERTAD 1 (NUDO IZQUIERDO)

FIGURA 1