



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

85  
2 EJ

FACULTAD DE INGENIERIA

" SISTEMA DE SOPORTE PARA EXCAVACIONES EN ZONA  
II ( TRANSICION ) EMPLEANDO ANCLAS DE TENSION "

TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
CONRADO HERRERA CUIRIZ



FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D.F.

1995

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-088/95

Señor  
**CONRADO HERRERA CUIRIZ**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

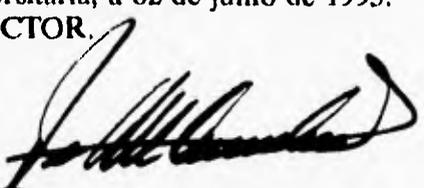
**"SISTEMA DE SOPORTE PARA EXCAVACIONES EN ZONA II (TRANSICION)  
EMPLEANDO ANCLAS DE TENSION"**

- INTRODUCCION**
- I. ANTECEDENTES GEOLOGICOS**
  - II. TIPO DE ANCLAS UTILIZADAS EN MEXICO**
  - III. ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION**
  - IV. ANALISIS EN ELEMENTOS QUE COMPONEN UN ANCLA**
  - V. PRUEBA DE TENSION**
  - VI. CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 02 de junio de 1995.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*nl

**Agradecimientos:**

- a mis padres, Ma. Asención y Arnulfo
- a mis hermanos, Gregorio, Arnulfo, Maricela y Jesus
- a mis amigos
- a todos mis profesores
- a todas aquellas personas que me apoyaron durante mi carrera

**SISTEMA DE SOPORTE PARA EXCAVACIONES EN ZONA II**  
**( TRANSICION ) EMPLEANDO ANCLAS DE TENSION.**

	<b>Pag.</b>
INTRODUCCION	1
<b>I ANTECEDENTES GEOLOGICOS</b>	<b>4</b>
I.1    Características Geológicas	6
I.2    Características Geotécnicas	13
<b>II TIPOS DE ANCLAS UTILIZADAS EN MEXICO</b>	<b>19</b>
<b>III ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION</b>	<b>32</b>
III.1    Tipos de fallas comunes	34
III.2    Diseño de la tablestaca anclada	37
III.2.1    Método clásico	38
III.2.2    Método semiempírico	48
<b>IV ANALISIS DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN UN ANCLA</b>	<b>53</b>
IV.1    Zonas características de un ancla	53
IV.2    Elementos que forman una ancla	56
IV.2.1    Barra de acero	56
IV.2.2    Unión barra de acero-barra de acero	63
IV.2.3    Unión barra de acero-espárrago	69
IV.2.4    Separadores	73
IV.2.5    Mortero inyectado	74
IV.2.6    Tapón	78
IV.2.6    Armadura para distribuir esfuerzos	78
IV.2.8    Sistemas de sujeción	81
IV.3    Ejemplo de tablestaca anclada	82
<b>V PRUEBA DE TENSION</b>	<b>97</b>
V.1    Tipos de aplicación de tensión a un ancla	98
V.2    Descripción del sistema de aplicación de tensiones	99
V.3    Pruebas de tensión	102
V.4    Resultados de pruebas de tensión a anclas	106
<b>VI CONCLUSIONES</b>	<b>113</b>

## INTRODUCCION.

Los métodos de estabilización de túneles, en los inicios de la minería en México, así como en túneles europeos antiguos eran a base de abundantes elementos de madera. En norteamérica se utilizaban sistemas de soporte formados por elementos de acero.

Los primeros tienen la desventaja de provocar importantes obstrucciones en los trabajos que se desarrollan dentro del túnel, mientras que los segundos tienen la limitante de ser muy costosos.

Los primeros ingenieros que trabajaron en túneles se enfrentaron al problema de soportar en forma sencilla, bloques aislados potencialmente inestables, empleando los llamados "Pernos de anclaje". Se tienen noticias del uso de estos elementos desde hace 30 años.

Casi todos los tipos de anclaje que se han desarrollado para utilizarse en rocas muy fragmentadas, meteorizadas y en suelos duros, se puede clasificar en dos tipos principales: Anclas de tensión y anclas de fricción.

Las anclas de tensión son generalmente barras de acero que se introducen en una perforación hecha previamente y que poseen en su extremo enterrado un expansor, elemento que se hace crecer en sección transversal una vez puesta el ancla en su lugar, para crear una restricción muy fuerte contra la extracción de la barra. Existen además numerosos tipos de expansores.

Existen otros tipos de anclas, denominadas de fricción, para cuya instalación se requiere de una perforación en el material por anclar, dentro de la cual se coloca la varilla de anclaje,

adosando a ella un tubo de calibre suficiente para inyectar un mortero o lechada, el cual una vez fraguado formará el elemento que transmita los esfuerzos al suelo de contacto. La varilla puede tener un expansor, como en el caso del ancla de tensión o un sistema de anzuelo que le dé adherencia con el mortero o lechada. En algunas ocasiones las anclas de fricción se han construido con cables.

Desde que se emplearon por primera vez las anclas se han tenido grandes avances, gracias a la audacia con que se hacen trabajar los diferentes tipos de anclaje, al grado que en la actualidad no es raro cargar una ancla con fuerzas mucho mayores a las comunmente utilizadas hace algunos años. Esta confianza en las técnicas de anclaje en la actualidad está basada en gran parte en la experiencia del constructor, por lo cual hace falta un marco teórico - experimental bien fundamentado.

" La Cuenca del Valle de México " por sus características particularmente complejas de su subsuelo provoca comportamientos deficientes en las cimentaciones dando lugar a fuertes asentamientos diferenciales, aunando a esto el hundimiento regional. Debido a las dificultades que se presentan en las excavaciones de tajos, es necesario tener ademados provisionales como son tablestacas de madera, acero y en la actualidad de concreto armado, donde el problema principal es garantizar la estabilidad del ademado para soportar las paredes de las excavaciones y así poder construir una obra determinada. Todo esto nos lleva a tratar de tener un mejor conocimiento del subsuelo para lograr diseños y procedimientos constructivos cada

vez más seguros, eficaces y económicos de las anclas.

Este trabajo tiene como objetivo principal el describir los tipos de anclas que se pueden utilizar en la Ciudad de México, así como el análisis de la estabilidad de la excavación y elementos que conforman los distintos tipos de anclas.

En el capítulo I se hace una breve descripción de las características geológicas de los distintos depósitos de la planicie del Valle de México, así como las características geotécnicas de cada una de las zonas.

En el capítulo II se hace una breve descripción de los diferentes tipos de anclas que pueden utilizarse en esta ciudad, sobre todo en la zona de transición.

En los capítulos III y IV se dan las bases para poder analizar la estabilidad de excavaciones y de los elementos que componen un ancla ( casos que en la práctica han funcionado ).

En el capítulo V se muestran gráficas de anclas (TENSION) que se colocaron en zona I y II.

Este trabajo pretende servir como ayuda para cualquier persona que este relacionada con el análisis, diseño y fabricación de sistemas de anclajes.

## I ANTECEDENTES GEOLOGICOS.

Para tratar de comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se va a construir en la Ciudad de México, es necesario saber como se formó la Cuenca de México.

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 los ríos, arroyos, glaciares y volcanes (fig.1).

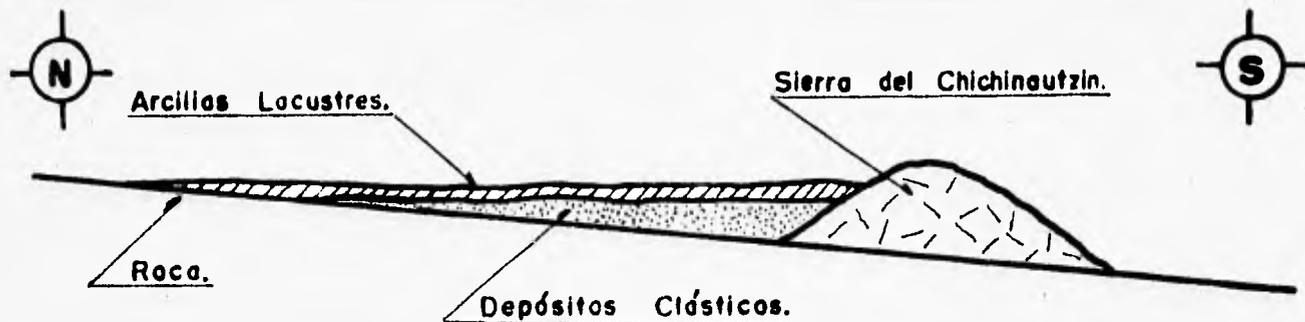
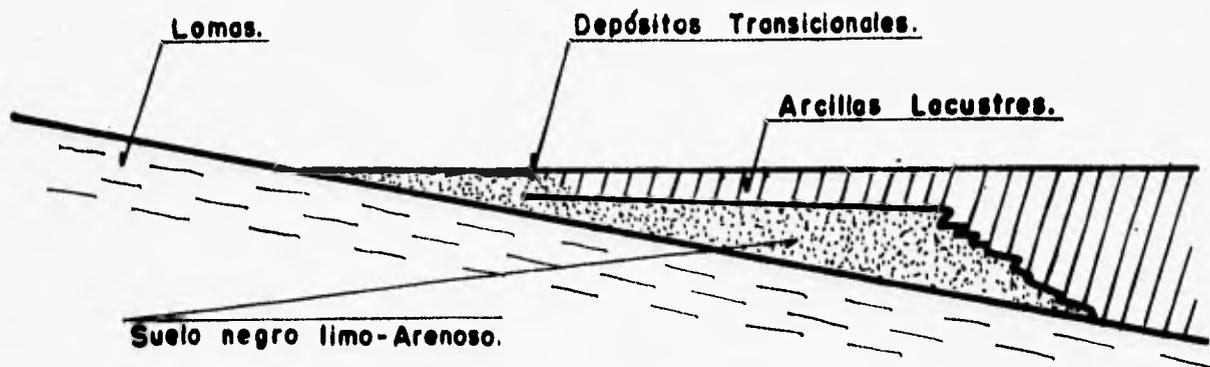


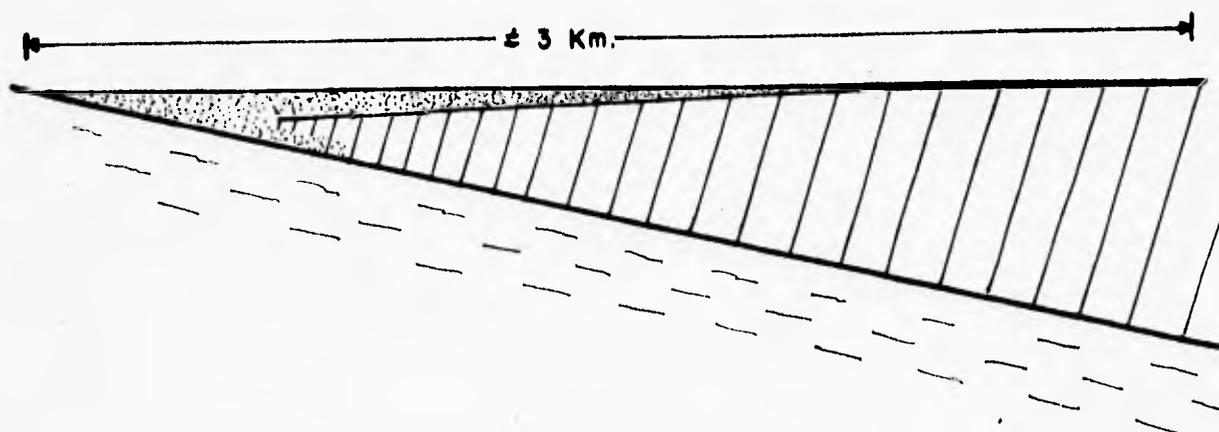
FIG.1 ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO.

El conjunto de rellenos contiene además capas de cenizas y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último millón de años que coincide aproximadamente con el 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 tobas, llevan el sello del clima en el que fueron formados, en colores amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y

hasta rojizos producto de ambientes moderados a subtropicales. Desde tiempos atrás se han tenido tres diferentes zonas para construir. Primero sobre rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos de sedimentos transicionales (figs.2 y 3). Posteriormente se rebasaron los límites de las planicies y la zona de transición y se empezó a subir a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, conocido como las lomas.



**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.**

## **I.1 Características Geológicas.**

### **Depósitos del lago:**

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como del lago. Como la cuenca era cerrada en tiempo de lluvias, se formaba un lago cuando el clima era frío, pero si este se calentaba, el nivel del lago disminuía y hasta desaparecía. Debido a esto se presentaron transgresiones y regresiones lacustres. El resultado de este proceso fue la depositación de arcillas o formación de suelos.

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósitos y alteraciones fisicoquímicas de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, este proceso sufrió interrupciones durante períodos de intensa sequía, en los que el nivel de agua bajó y se formaron costras endurecidas por el secado solar. Otras interrupciones fueron gracias a la actividad volcánica que estuvieron cubriendo la cuenca con mantos de arena basáltica o pumítica que junto con períodos de sequía se formaron costras duras cubiertas con arena volcánica. El proceso descrito nos da como resultado una secuencia de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas.

### **Depósito de transición.**

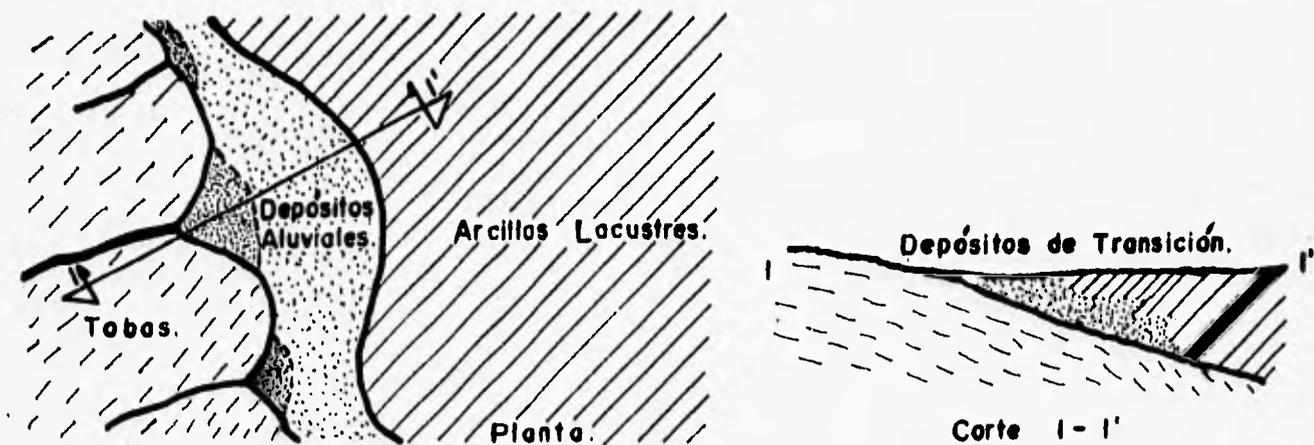
Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de las

lomas, debido a que las arcillas lacustres se van intercalando con capas de suelo limoso, capas de arena fluviales y en ciertos casos, en la desembocadura de arroyos y ríos, con importantes depósitos de gravas y boleos. 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 pluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clastos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago, fue así como se generaron dos tipos de transiciones:

1) INTERESTRATIFICADA.- Se presentan en suelos que se originaron al pié de barrancas, donde se acumularon los acarrees fluviales que descendieron de las lomas a la planicie, éstos solamente se extendieron hasta las arcillas del antiguo Lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas de río. El proceso de formación de los suelos y el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica.

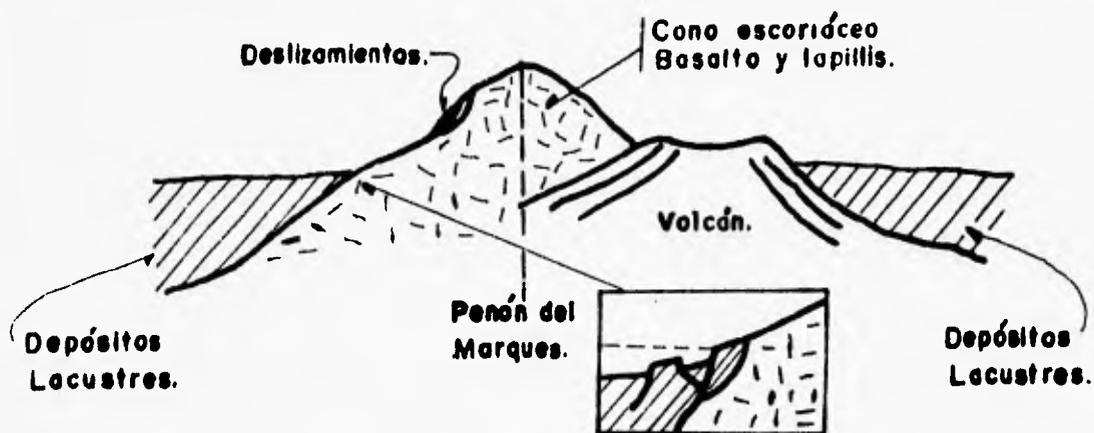
Podemos hablar de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pié de las lomas; esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada capa dura, depósitos fluvioglaciales, localizados en las bocas de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo (fig.4).

Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende desde el Valle de Cuauhtepac hacia el sur.



**FIG.4 TRANSICION INTERESTRATIFICADA ANCHA.**

2) **ABRUPTA.**- 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 pié de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (fig.5). Esta



**FIG.5 TRANSICION ABRUPTA DE ISLOTE A DEPOSITOS LACUSTRES.**

estratificación 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 series arcillosas lacustres interrumpida por numerosas lentes duras de materiales erosionados por cerros vecinos.

En esta zona de transición abrupta, donde la consolidación de los suelos está muy avanzada, se desarrollan fisuras superficiales que se profundizan hasta más de 20 m. En la fig.6 se señala el área de fisuración A y la otra B a 60 m, en la cual todavía no se han desarrollado las fisuras.

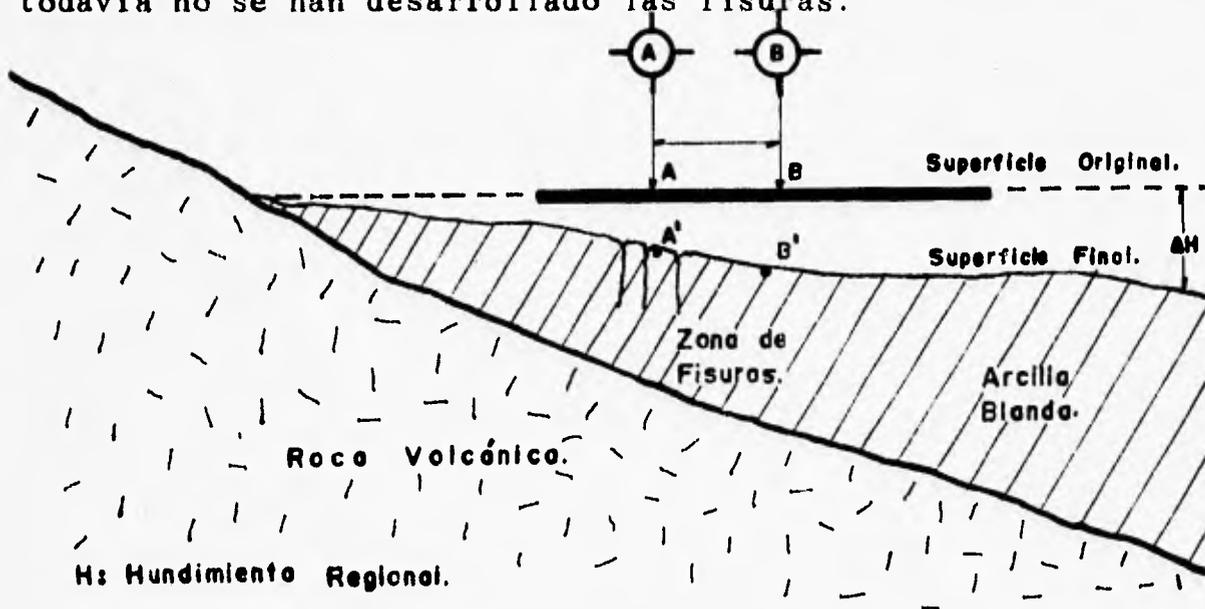


FIG.6 SISTEMA DE FISURACION.

#### Depósitos de las Lomas.

En la secuencia estratigráfica de las lomas se identifican tres fenómenos geológicos:

- 1) La erosión subsecuente de estos depósitos formándose profundas barrancas.
- 2) El depósito en las barrancas de morrenas.
- 3) El relleno parcial de esas barrancas con productos clásticos de nuevas erupciones.

Las anteriores secuencias quedan separadas unas de las otras por suelos rojos, amarillos o cafés según el clima que rigió después de su emplazamiento.

La zona de las lomas está formada por serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSE; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable.

En la formación de las lomas se observan los siguientes elementos litológicos:

- **Capas de erupciones Pumfíticas** correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia, que calleron en forma de lluvia dejando estratos de una gran uniformidad hasta lugares muy distantes del volcán del cual salieron.

- **Flujos piroclásticos** de grandes volúmenes de gravas y arenas finas ( arenas azules y arenas rosas ).

- **Lahares calientes** correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases y agua condensada. Están asociadas a erupciones de flujo piroclásticos.

- **Lahares frios** son acumulaciones de materiales piroclásticos arrastrados por corrientes lubricadas por agua de vías torrenciales inmediatas a las erupciones.

- **Depósitos fluvioglaciales** producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial.

- **Depósitos fluviales estratificados** correlacionados con la formación clástico-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, éstas son de color rojo cuando están asociadas a climas húmedos calientes y de color amarillo cuando son producto de climas áridos y fríos.

**- ZONA PONIENTE.**

**a) Sierra de las Cruces:**

Se formó de varias erupciones volcánicas, es decir, se formaron extensos abanicos que se caracterizaron por la acumulación de materiales piroclásticos producidos en períodos de actividad volcánica explosiva, subsecuentemente estos fueron retrasportados por agua, aire y hielo.

**b) Pedregal del Xitle:**

Anteriormente a la erupción del Xitle, avanzaron grandes cuerpos de hielo, estos glaciares fluyeron de la barranca de la Magdalena Contreras hasta las partes bajas del antiguo valle, acercándose hasta lo que hoy es San Angel.

Indicios de morrenas en grandes bloques se han encontrado en San Angel, por lo que debajo de la lava del Pedregal de San Angel puede haber importantes acumulaciones de morrenas y secuencias fluvioglaciales derivadas de su erosión.

Del Cerro del Xitle descendió una extensa colada de lava basáltica, cubriendo las lomas al pié del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre en Tlalpan y San Angel. A la zona cubierta por la lava se le identificaba como los Pedregales de San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

**-ZONA NORTE.**

Es la región conocida como sierra de Guadalupe que se integra principalmente por roca volcánica 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. Las características de la sierra de Guadalupe son los grandes 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 volcánicas violentas que dieron origen a la sierra de las Cruces. Las oscilaciones climáticas produjeron períodos 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 del Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el sur, este y norte.

## I.2 CARACTERISTICAS GEOTECNICAS.

La descripción geotécnica de cada uno de los estratos es importante porque gracias a esto podemos entender el comportamiento mecánico del suelo.

### ZONA DE LAGO.

En esta parte de la Ciudad de México la resistencia de los suelos es variable, a consecuencia del grado de consolidación que afecta al subsuelo, donde esta influencia es apenas perceptible, la resistencia es tan baja como podemos ver en la fig 7.a. Es también identificada como zona virgen.

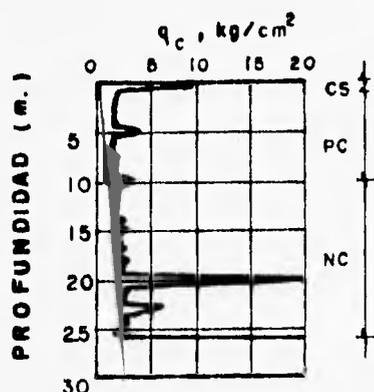
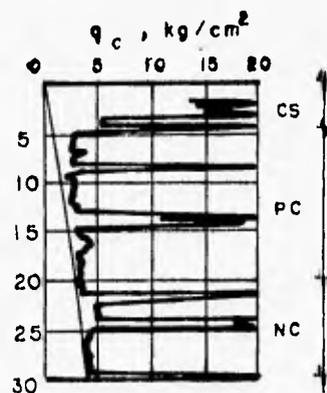


FIG.7 a) Lago Virgen.



b) Consolidaciones Intermedias centro l.

En esta misma zona existen áreas con grados de consolidación que varían de intermedias (fig.7.b) a altas. En la zona del lago se encuentran los suelos más blandos y compresibles. Actualmente en lo que es el centro de la Ciudad de México, el subsuelo se encuentra preconsolidado por efecto de las estructuras ya destruidas, así como los rellenos artificiales y el efecto de los pozos de bombeo profundos. Como consecuencia de todo ello, la zona del lago ha dejado de ser uniforme; ahora es compleja, ya que en ella se encuentran sectores con suelo muy blando y sectores en que la resistencia se ha incrementado notablemente.

### Características Estratigráficas:

a) Costra Superficial (CS). Este estrato está dividido en tres subestratos que son:

- Relleno Artificial (RA). Se trata de restos de construcciones y rellenos arqueológicos, cuyo espesor varía entre 1 y 7 m.

- Suelo Blando (SB). Son una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de materiales eólicos intercalados.

- Costra Seca (SS). Formada por efecto de los abatimientos del lago, quedando expuestas algunas zonas a los rayos solares.

b) Serie Arcillosa Lacustre Superior. Entre la capa superficial y la capa dura se tiene cuatro estratos principales, cuya formación esta ligada en diferentes épocas geológicas y a los efectos de consolidación inducida por sobrecarga y bombeos profundos. Estos estratos tienen intercalados lentes duros formando estratos secundarios. Esta formación se identifica como serie lacustre superior y tiene un espesor que varía entre de 25 a 50 m aproximadamente.

- 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 arcilla preconsolidada.

- Arcilla Normalmente Consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta donde se siente el efecto de las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo.

- Arcilla Preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para

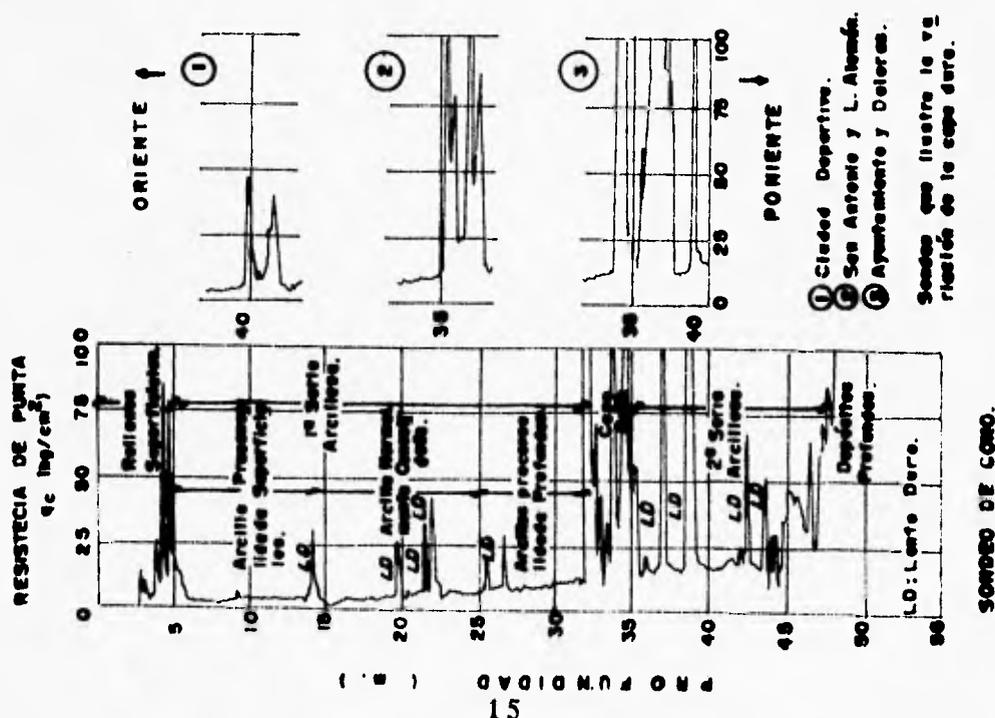
abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

- Lentes Duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arenas o vidrio ( pómez ) volcánico.

c) Capa Dura. La capa dura es un depósito en el que predomina material limo arenoso con lentes de arcilla, ocasionalmente gravas, tienen cementante variable y espesores igualmente variable.

d) Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcillas separadas por lentes duros, el espesor es aproximadamente de 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas.

e) Depósitos profundos. Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas con arcilla dura y carbonatos de calcio.



En la tabla 1 se muestran las propiedades medias de los estratos. Estas propiedades corresponden al sector oriente del lago cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación pero a causa de las sobrecargas y el bombeo profundo han incrementado dichas propiedades.

Tabla 1 Propiedades, Lago Virgen.

ESTRATO <sup>o</sup>	ESPESOR (m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Costra Superficial.	1 - 2.5	1.40	1	20
Serie Arcillosa Superior.	38 - 40	1.15	0.5-1.0	-
Capa Dura. **	1 - 2.0	-	0 - 10	25-36
Serie Arcillosa Inferior.	15 - 30	1.25	3 - 4	-

\* El orden es a partir de la superficie.

\*\* Los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

La zona de lago centro se caracterizó porque a lo largo de la historia se presentaron cargas en la superficie lo que provocó algunos cambios:

a) Arcillas fuertemente consolidadas por efectos de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones prehispánicas y coloniales.

b) Arcillas blandas en lugares donde no se presentaron ni rellenos ni sobrecargas.

c) Arcillas demasiado blandas en cruces de canales.

En la tabla 2 nos muestra las propiedades medias de los estratos.

Tabla 2 Propiedades, Lago Centro.

ESTRATO	ESPESOR (m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Costra Superficial.	6 - 10	1.70	4	25
Serie Arcillosa Superior.	20 - 25	1.30	3	-
Capa Dura. *	3 - 4.0	1.5 - 1.6	0 - 10	25-36
Serie Arcillosa Inferior.	6 - 8	1.3 - 1.4	6 - 12	-

\* Los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

Zona de Transición:

Es la parte comprendida entre las zonas de lago y lomas. Depositadas en esta zona se alternan estratos arcillosos en ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo de sus transgresiones y regresiones que experimentó el antiguo lago. En el proceso de formación de los suelos del Valle de México se desarrollaron en sí dos tipos de zona de transición:

- **Transición Abrupta.** Generalmente se presenta en las cercanías con los cerros de rocas volcánicas con pendiente fuerte. Esta transición se da entre suelos blandos y rocas; este tipo de transición es dominante y se presentan irregularidades estratigráficas, siendo las propiedades comunmente encontradas se muestran en la tabla 3.

Tabla 3. Propiedades, Transición Alta.

ESTRATO	ESPESOR (m)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Costra Superficial.	8 - 10	1.60	10	20
Suelos Blandos.	4 - 6	1.30	5	0

- Transición baja. Al poniente del Valle de México, las formaciones geológicas son predominantemente volcánicas, depositadas en seco o bien depositadas en agua, las pendientes suaves de esas laderas limitaron el espesor de los suelos blandos depositados en el lago. Aparecen suelos blandos del lago intercalados con lentes duros hasta los 20 m de profundidad, posteriormente se tienen suelos muy duros.

#### REFERENCIAS

- 1 Tamez G. Enrique, Santoyo Enrique, et al (1987). "Manual de Diseño Geotécnico", Comisión de Vialidad y Transporte Urbano .COVITUR. , Vol 1 . pp. 5-60.
- 2 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. (1989). "Simposio Sobre Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México", pp. 1-41 .
- 3 Santoyo Enrique, Lin Xue Riqing y Ovando Efrain. (1989). "El Cono en la Exploración Geotécnica", TGC Geotécnica. pp. 3-37.
- 4 "Memorias del First International Symposium on Storage in Excavated Rock Caverns, Rock-Store 77", vol. 2 , que se llevó acabo en Estocolmo Suecia, en Septiembre 1977, pp. 289-294.

## II TIPO DE ANCLAS UTILIZADAS EN MEXICO.

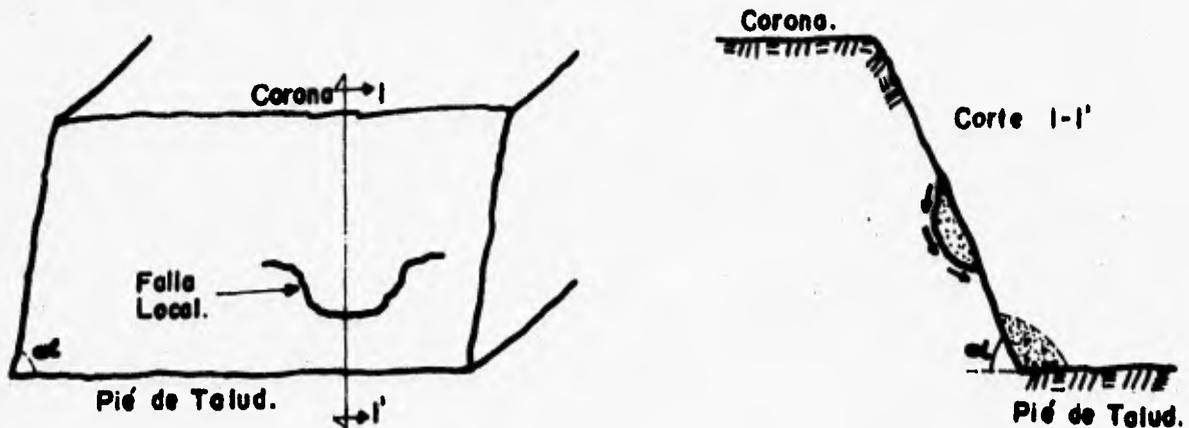
Las anclas son elementos estructurales que sirven para estabilizar tajos de excavación y están formados generalmente por una o varias varillas de refuerzo que se inyectan dentro del suelo ( estas pueden ser de tensión o fricción ) .

Las anclas se pueden utilizar principalmente en la estabilización de taludes, estos pueden ser naturales o artificiales ( cortes y terraplenes ). Como es obvio los cortes artificiales de gran altura, como los que se estan construyendo en el poniente de la Ciudad de México, son las que plantean mayores problemas de ingeniería.

El principal problema en los análisis de estabilidad de taludes es el determinar el estado de esfuerzos en los diferentes puntos del medio material que constituye el talud; los métodos más usuales de análisis son los llamados de " ANALISIS LIMITE ", es decir consiste en determinar un mecanismo de falla para el talud. Se supone que dicha falla ocurre como un deslizamiento de la masa del suelo, actuando como un cuerpo rígido, a lo largo de una superficie de falla conocida. Las fallas más comunes o frecuentes son:

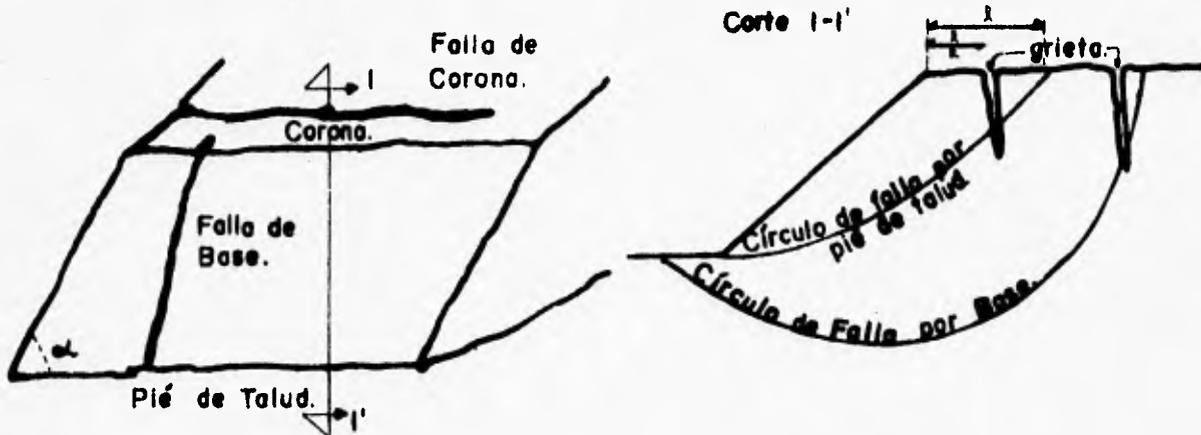
a) Falla por deslizamiento superficial . Todo talud está sujeto a que porciones de suelo próximas a su frontera deslicen hacia el pié del talud (fig.8).

FIG.8 VISTA FRONTAL DE CORTE DE TALUD.



b) Deslizamiento en laderas sobre fallas preexistentes. En estos casos se observan con frecuencia superficies de falla prácticamente planas que siguen los contactos entre los depósitos de talud; este tipo de falla se presenta en materiales cohesivos (fig.9).

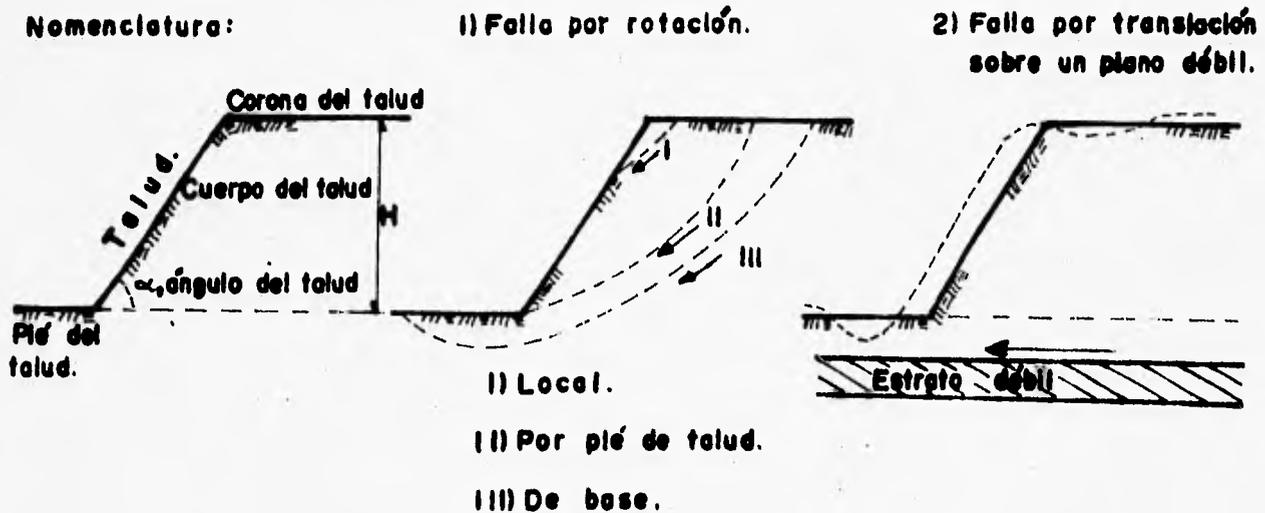
FIG.9 VISTA FRONTAL DE CORTE DE TALUD.



c) Falla por movimiento de talud. En algunos taludes pueden ocurrir movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo con superficies de falla que penetran profundamente en su cuerpo ( comunmente llamado deslizamiento de tierras ) de la cual se presentan en dos formas:

1) Falla por rotación. Se define una superficie de falla curva a lo largo en la cual ocurre el movimiento del talud.

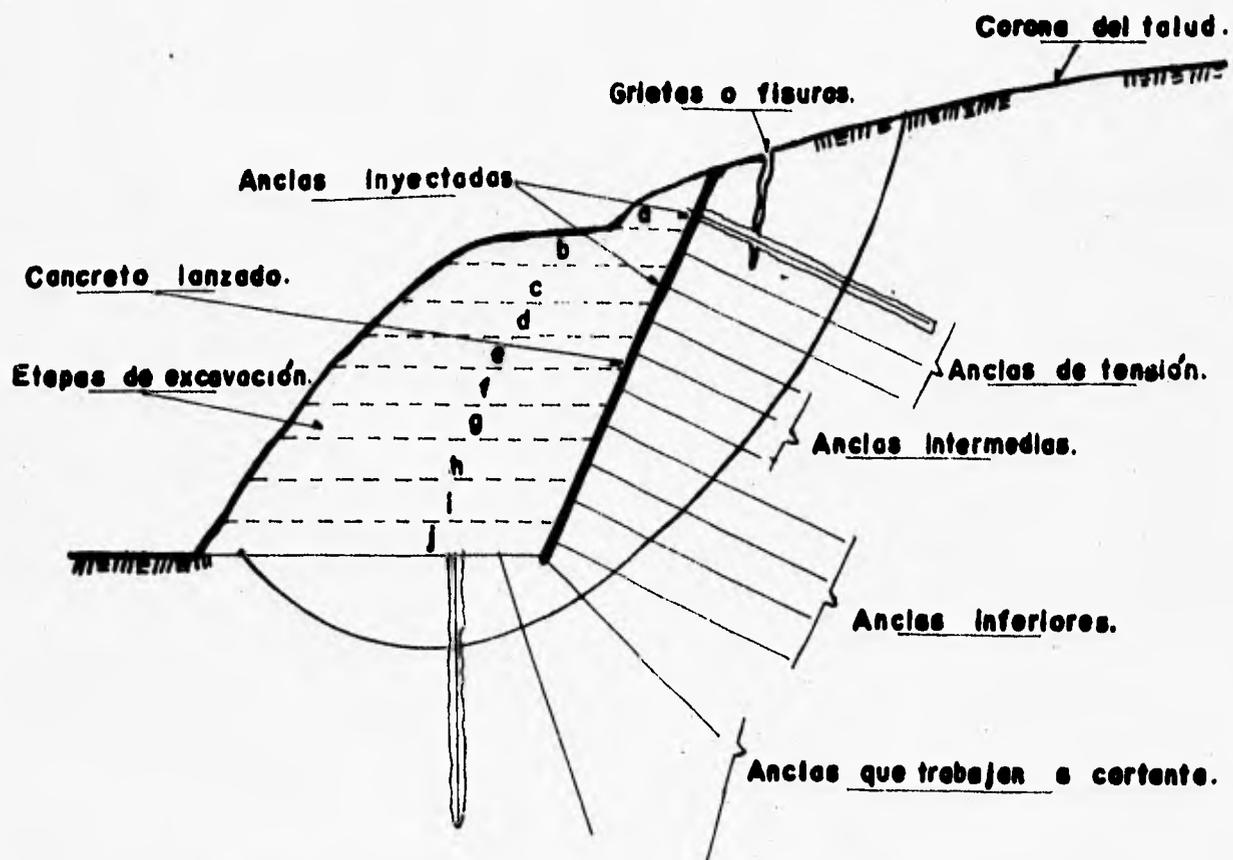
2) Falla plana. Ocurre a lo largo de superficies débiles asimilable a un plano en el cuerpo del talud.



d) Falla por flujo. Este tipo de falla consiste en movimientos más o menos rápidos, asemejando el fluir de un líquido viscoso.

e) Falla por licuación. Ocurre cuando el suelo pasa rápidamente de suelo más o menos firme a una condición de suspensión con la pérdida casi total de la resistencia al esfuerzo cortante.

Dichas fallas deben tratar de evitarse poniendo en algunos casos fuerzas normales a la superficie de falla del talud o bien dando la inclinación necesaria. Un esquema ilustrativo de la estabilización de un talud excavado por medio de anclas inyectadas que pueden ser a tensión o de fricción es el mostrado en la figura. 10 .

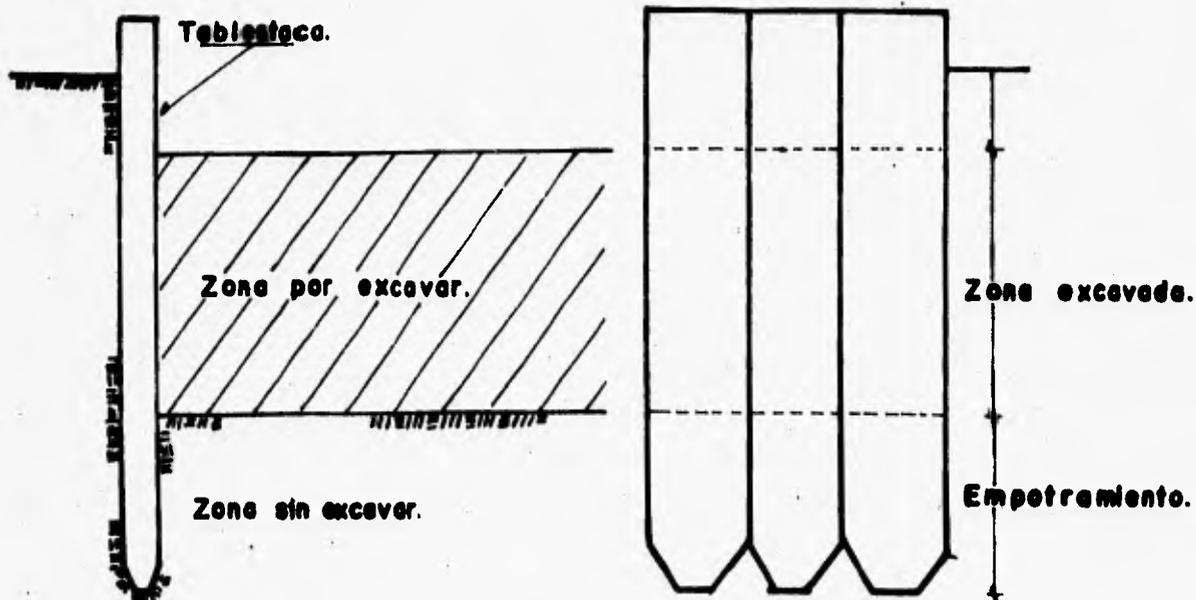


**FIG.10 ESQUEMA GENERAL PARA LA ESTABILIZACION DE UN TALUD.**

Las anclas no solo se emplean en taludes, ya que también se pueden utilizar en la mayor parte de las cimentaciones de estructuras que se desplantan abajo de la superficie del terreno. Muchas áreas de los edificios por construirse se prolongan hasta los linderos de la propiedad o son adyacentes a otras en los que ya existen estructuras. Bajo estas circunstancias, los frentes de excavación deben hacerse verticales y usualmente requieren ademe.

En la mayor parte de los suelos blandos es aconsejable hincar las tablestacas varios metros abajo del fondo de la excavación para evitar bufamientos (fig. 11).

FIG. 11



Al excavar se produce un cambio en el estado de esfuerzos del suelo, el cual provoca a su vez un cambio en el estado de deformaciones que pueden extenderse provocando movimientos importantes. Los trabajos de excavación casi siempre generan movimientos en la superficie del terreno adyacente por sedencia de la tablestaca. Para evitar dichos movimientos es necesario utilizar puntales, sin embargo, estos obstruyen los trabajos de excavación. Como alternativa del apuntalamiento transversal o de puntales inclinados (fig. 12 a.b) se utilizan con mucha frecuencia, las anclas; esto es, se hacen agujeros horizontales o inclinados en el suelo fuera del ademe, luego se coloca el acero de refuerzo y se llena de concreto la perforación (fig.13).

FIG.12 SISTEMAS DE TROQUELAMIENTO.

24

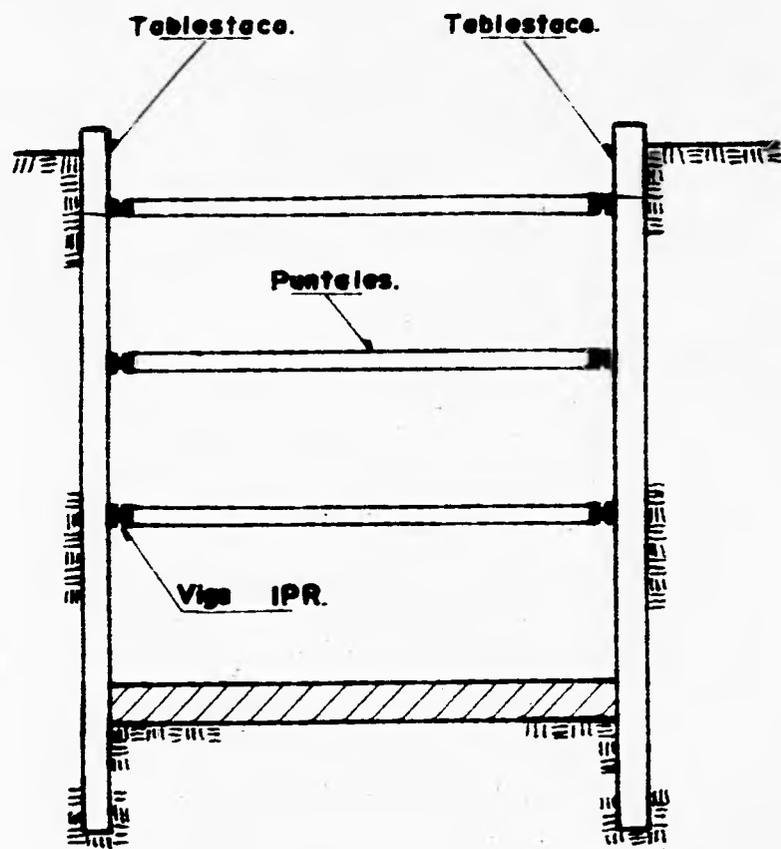


FIG.12.a Troquelemiento transversal.

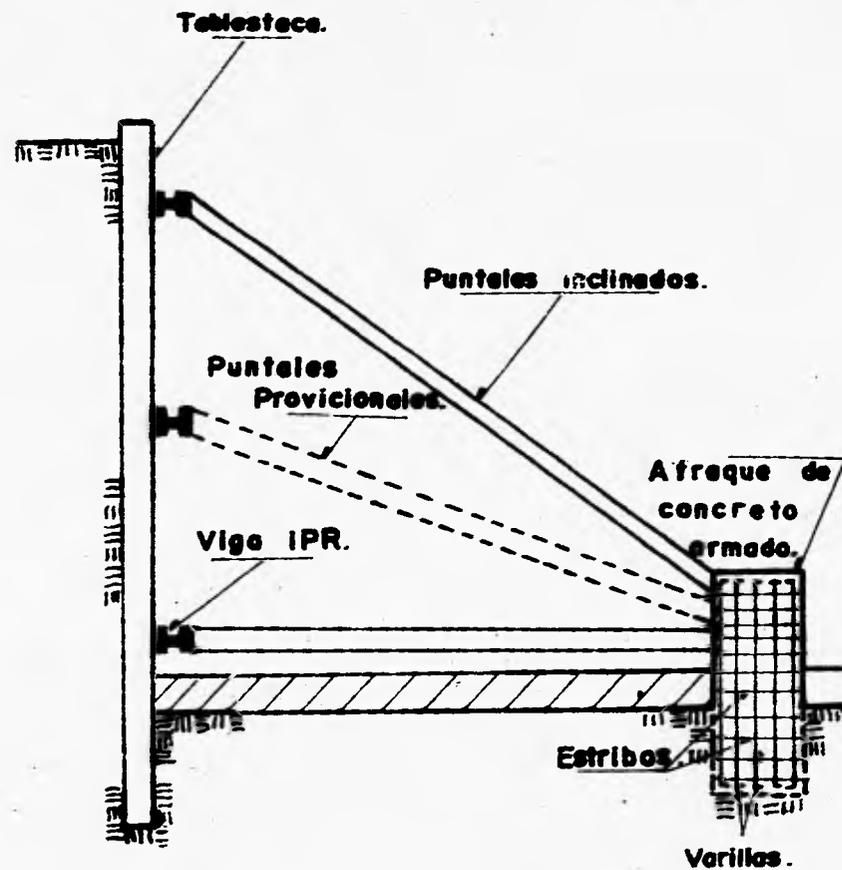
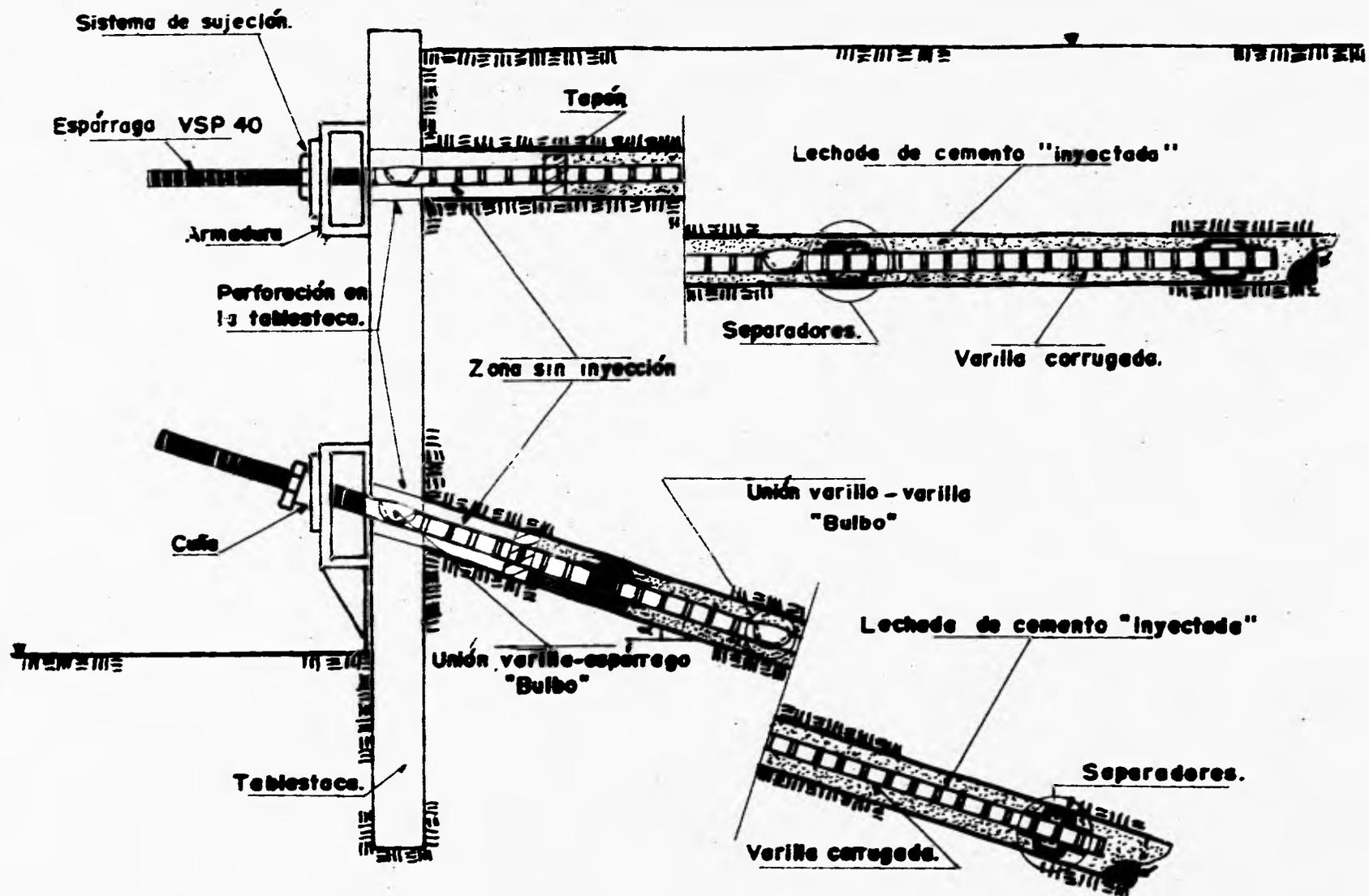


FIG.12.b. Troquelemiento con inclinación.

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



Para llegar a utilizar las anclas en la modalidad que se presentan en la figura 13, es necesario conocer cual ha sido su evolución.

Las anclas de tensión tuvieron sus orígenes y se desarrollaron en rocas gracias a que los primeros pernos que fueron instalados con varilla así como un elemento auxiliar que forma parte del perno que se va a sujetar en la roca. Posteriormente se desarrollaron dispositivos mecánicos para sujetar el ancla a la roca, tal es el caso del elemento denominado expansor; dicha expansión debe realizarse paralelamente a la superficie del barreno y la presión que se aplica en la pared debe ser en la parte inicial (fig. 14).

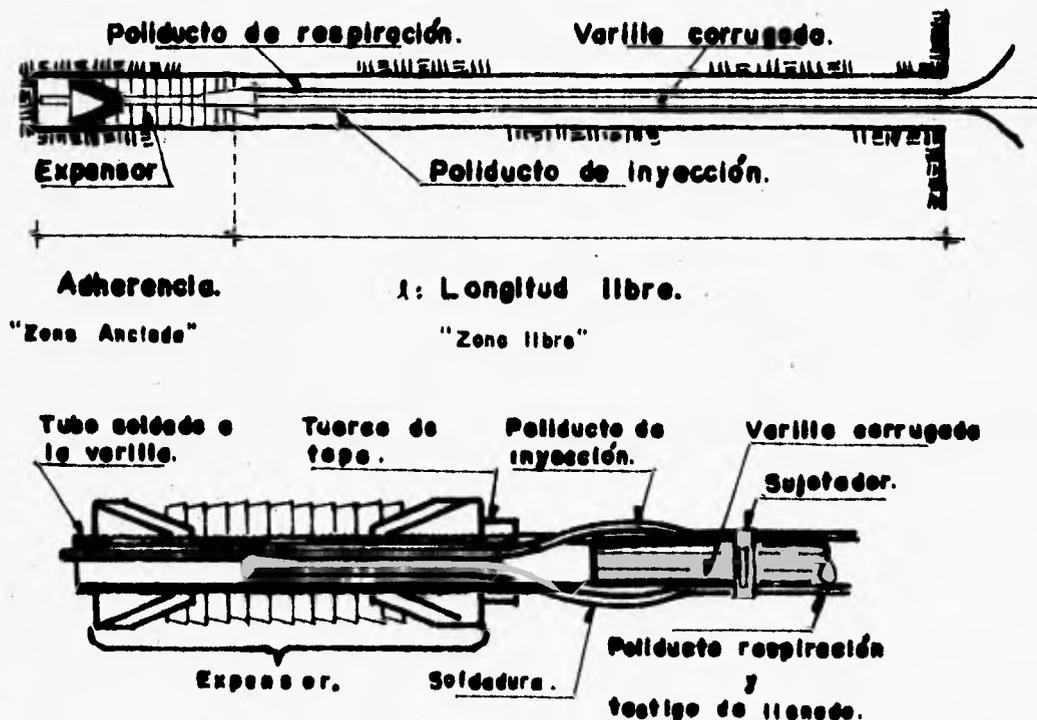
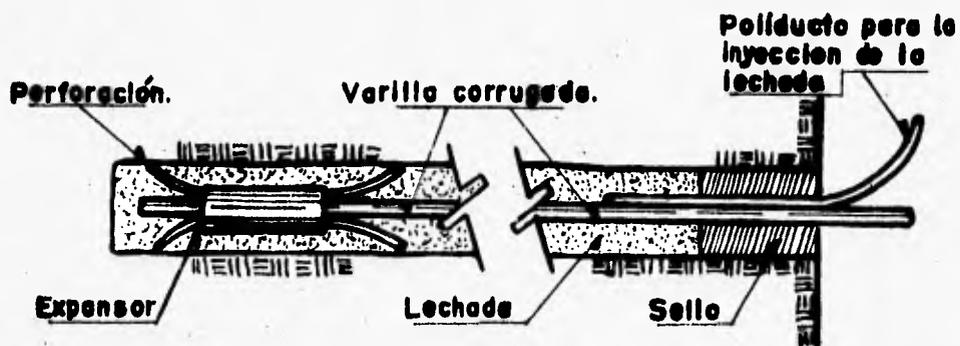


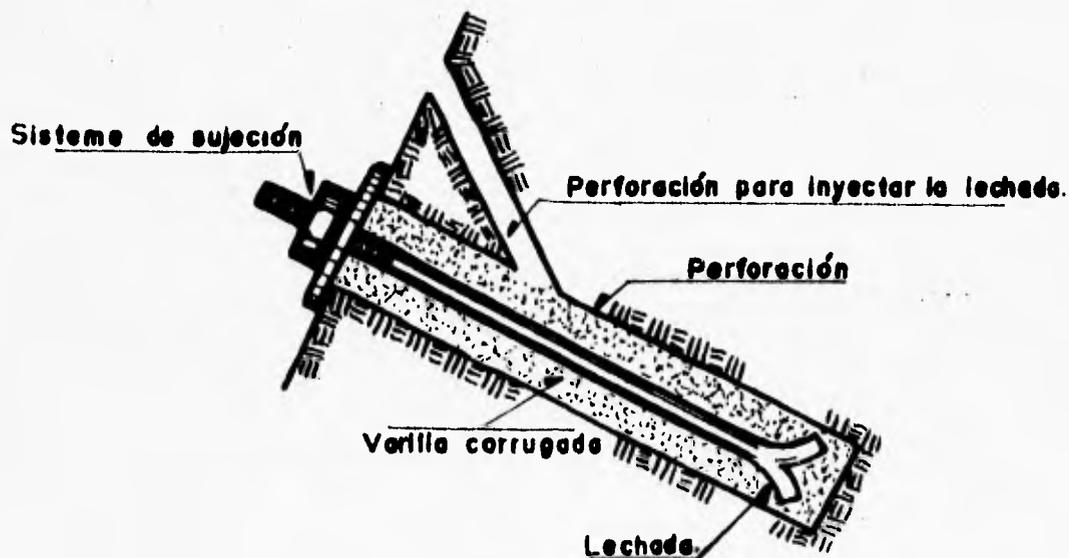
FIG. 14 ANCLA QUE TRABAJA A TENSION EN ROCA.

Por mucho tiempo se tuvo la inquietud de emplear anclas donde el contacto de la varilla y el cementante se hace a lo largo del barreno, surgiendo así la idea de emplear anclas donde la varilla queda embebida en el mortero de cemento; se conocen como anclas " SN " o anclas " Performa ". Las anclas donde el elemento de relleno es una lechada de cemento Portland, se conocen como anclas " GSF " o anclas " Williams ". Recientemente, el elemento cementante se ha elaborado con resinas. Por la forma en que funcionan las anclas rellenas se conocen como de "fricción". A continuación se darán tres tipos de anclas de este tipo (fig.15).

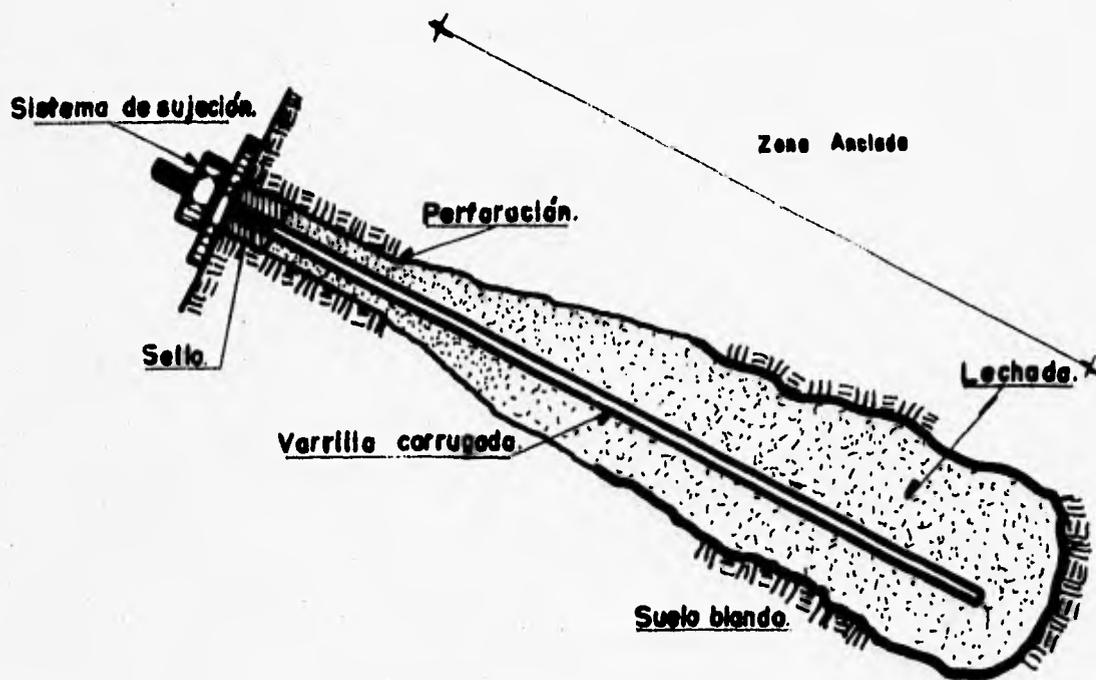
FIG.15



a.-Ancla de fricción con expansor.



b.-Ancla de fricción para suelos muy duros o roca.



c.-Ancla de fricción en suelos blandos

También se tienen anclas con un contacto parcial a lo largo del barreno; en este caso la parte final del barreno no se inyecta, estas anclas son " de Tensión " (fig.16).

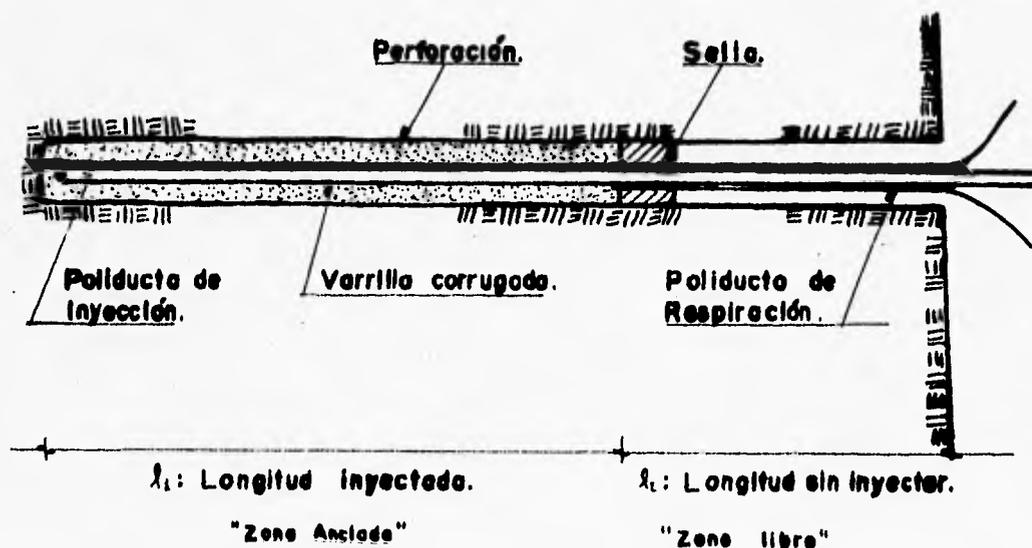


FIG.16 ANCLA DE TENSION.

Existen sistemas de anclajes al terreno que no utilizan la varilla corrugada tradicional sino que emplean una barra roscada de acero de alta resistencia, colocada en el terreno natural por medios mecánicos, de manera que en la parte en contacto con el suelo se forma un bulbo adherente de forma irregular, tal que al aplicar una fuerza a la barra en el extremo opuesto al bulbo, ésta se transmite por medio de la adherencia ( fricción ) al terreno ( fig.17 ).

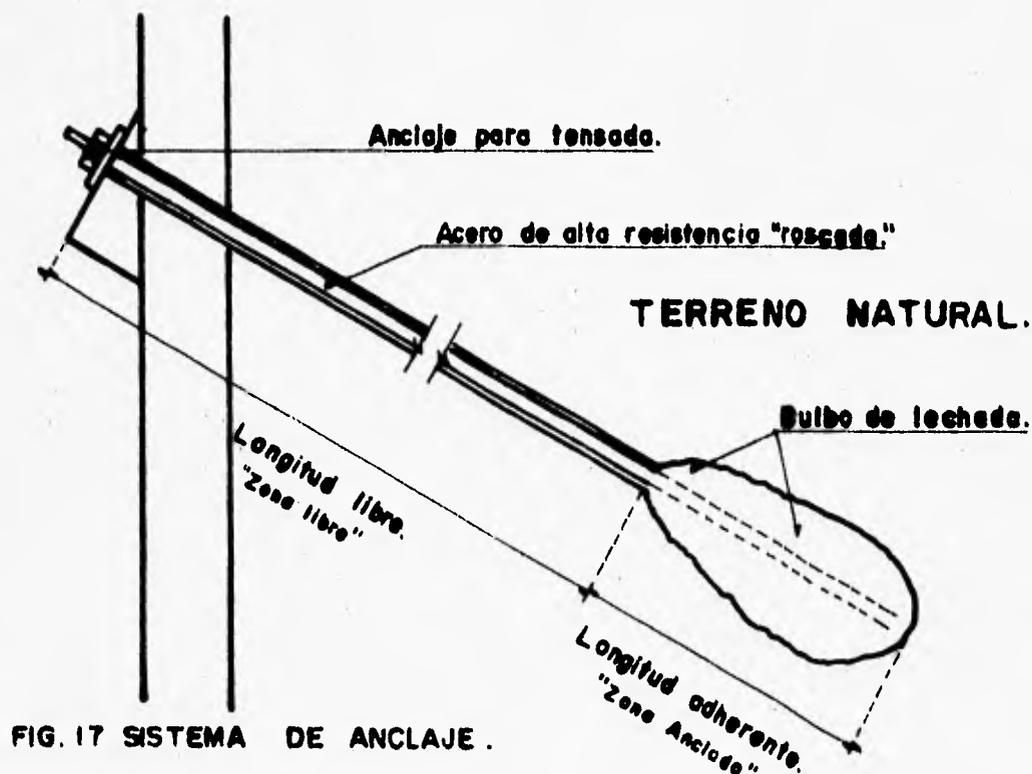


FIG.17 SISTEMA DE ANCLAJE .

Cualquier acero presforzado o postensado que se ve sometido a una acción permanente de tensión, al pasar el tiempo va perdiendo su tensión inicial. Esta propiedad se conoce como "Relajación de esfuerzo de tensión", siendo función de las características físicas y químicas del acero empleado. Para evitar al máximo este fenómeno se puede utilizar en lugar del

sistema tradicional de acero con lechada de cemento, que proporciona la resistencia del elemento estructural, un sistema a base de Torones.

Existe una gran variedad de anclas como ya se ha mencionado pudiéndose agrupar por su forma de trabajo en:

**1.- Anclajes pasivos:**

Son aquellos que entran en tensión por sí solos al aparecer la fuerza exterior y oponerse el sistema de sujeción al movimiento del terreno o de la tablestaca. Estos tipos de anclajes deben ser bastante rígidos si se quiere limitar la magnitud del movimiento, llegando en casos extremos, a trabajar como verdaderas anclas de tensión.

**2.- Anclajes activos:**

Son aquellos que, una vez instalados, se tensan hasta llegar a su carga admisible, comprimiendo el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la armadura y/o placa de apoyo. Cuando actúa la carga de tensión, se produce un reacomodo del terreno y podría variar la tensión del ancla.

**3.- Anclajes mixtos:**

Es una combinación entre los dos sistemas anteriores. El ancla se pretensa con una carga inferior a la admisible, quedando una parte de su capacidad resistente en reserva para hacer frente a posibles movimientos del terreno.

Los anclajes pueden efectuarse para actuar durante un tiempo de servicio más o menos prolongado con lo que podemos distinguir dos tipos:

- 1.- Anclajes provisionales.
- 2.- Anclajes permanentes.

Los primeros constituyen un medio auxiliar que proporciona las condiciones de estabilidad de una cierta estructura durante el tiempo necesario para disponer otros elementos resistentes que los sustituyan. Los anclajes permanentes se dimensionan, evidentemente, con mayores coeficientes de seguridad, pero fundamentalmente, se debe de evitar la corrosión de la varilla.

#### REFERENCIAS

- 1 Sociedad Mexicana de Mecánica de suelos, A.C. (1983). "Simposio Sobre Tierra Aranda", pp. 3-39.
- 2 Juárez Badillo y Rico Rodríguez, (1989). "Mecánica de suelos", Vol. II. Editorial Limusa. pp. 206-226.
- 3 Ralph B. Peck, et al (1991). "Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Limusa, Segunda Edición. pp. 495-521.

### **III ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION.**

Las tablestacas ancladas usualmente son elementos que tienen flexiones pequeñas, debido a que están apoyadas en varios niveles de anclas y empotrados en el suelo, por debajo del nivel de la excavación (fig.11). Al anclar la tablestaca se eliminan obstáculos que puedan obstruir la excavación o bien provocar retrasos en el programa de ejecución de obra, sin embargo, durante la excavación, se empiezan a deformar las tablestacas adoptando ciertos patrones característicos, función muchas veces del número de apoyos que tengan ( anclas y empotramiento ) (fig.17). Las deformaciones en el extremo superior son considerablemente menores que las que corresponden al estado activo de Rankine, mientras que en el extremo inferior son mayores. La presión real de tierra contra el respaldo de un apoyo vertical flexible y las cargas en los miembros de apoyo dependen de las propiedades del suelo que van a soportar, así como de la secuencia seguida en los trabajos de excavación ( distribución de las líneas de anclas ).

En la actualidad no basta con conocer desde el punto de vista teórico las presiones que actúan sobre un elemento de soporte anclado, es necesario revisar durante la excavación el comportamiento de las anclas. Si el comportamiento del elemento no es satisfactorio, se justifica modificar, en base a la experiencia, los resultados del proyecto, es decir, incrementar el número de anclas y/o bien la carga de tensión.

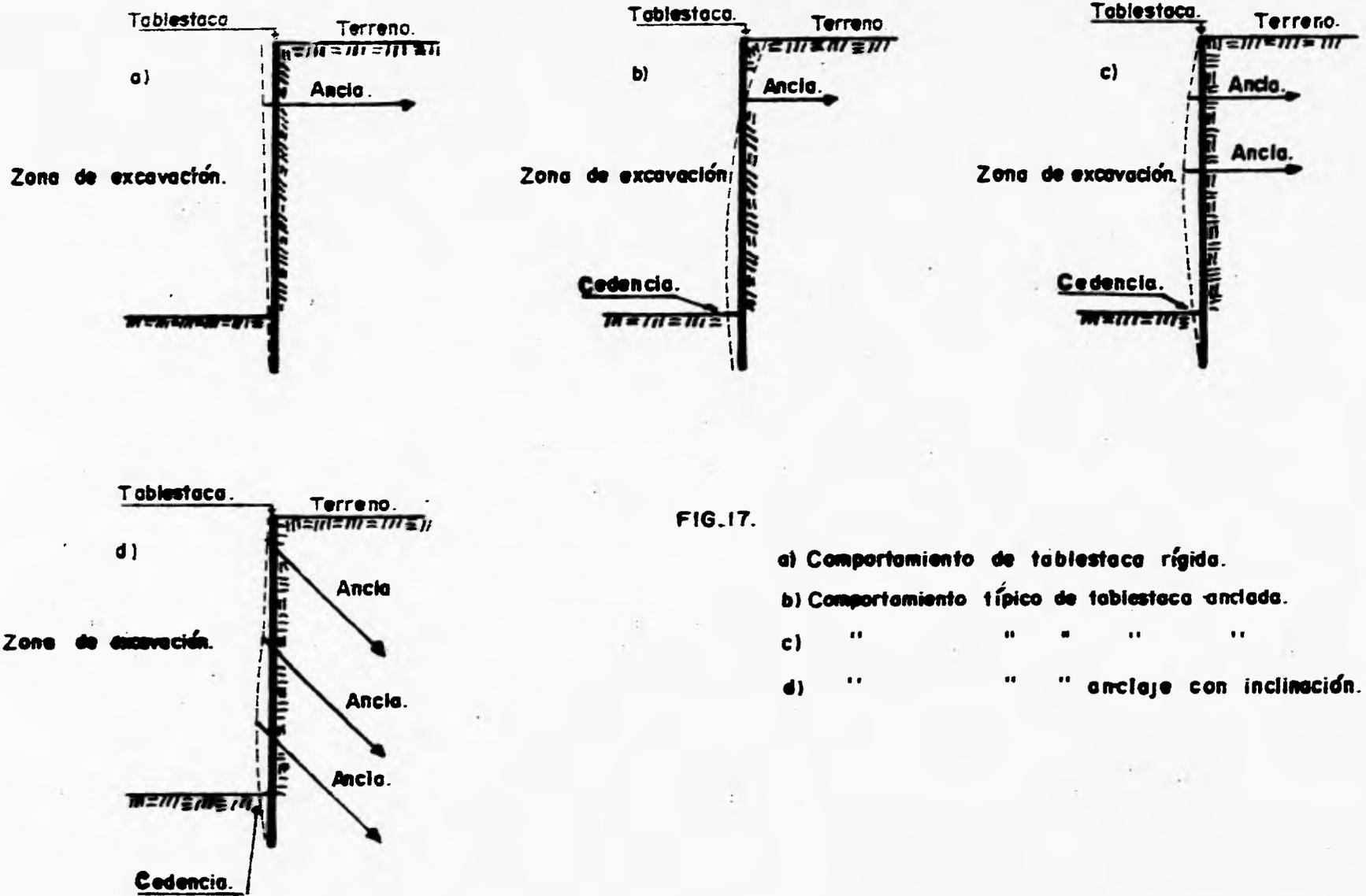


FIG.17.

- a) Comportamiento de tablestaca rígida.
- b) Comportamiento típico de tablestaca anclada.
- c) " " " " "
- d) " " " anclaje con inclinación.

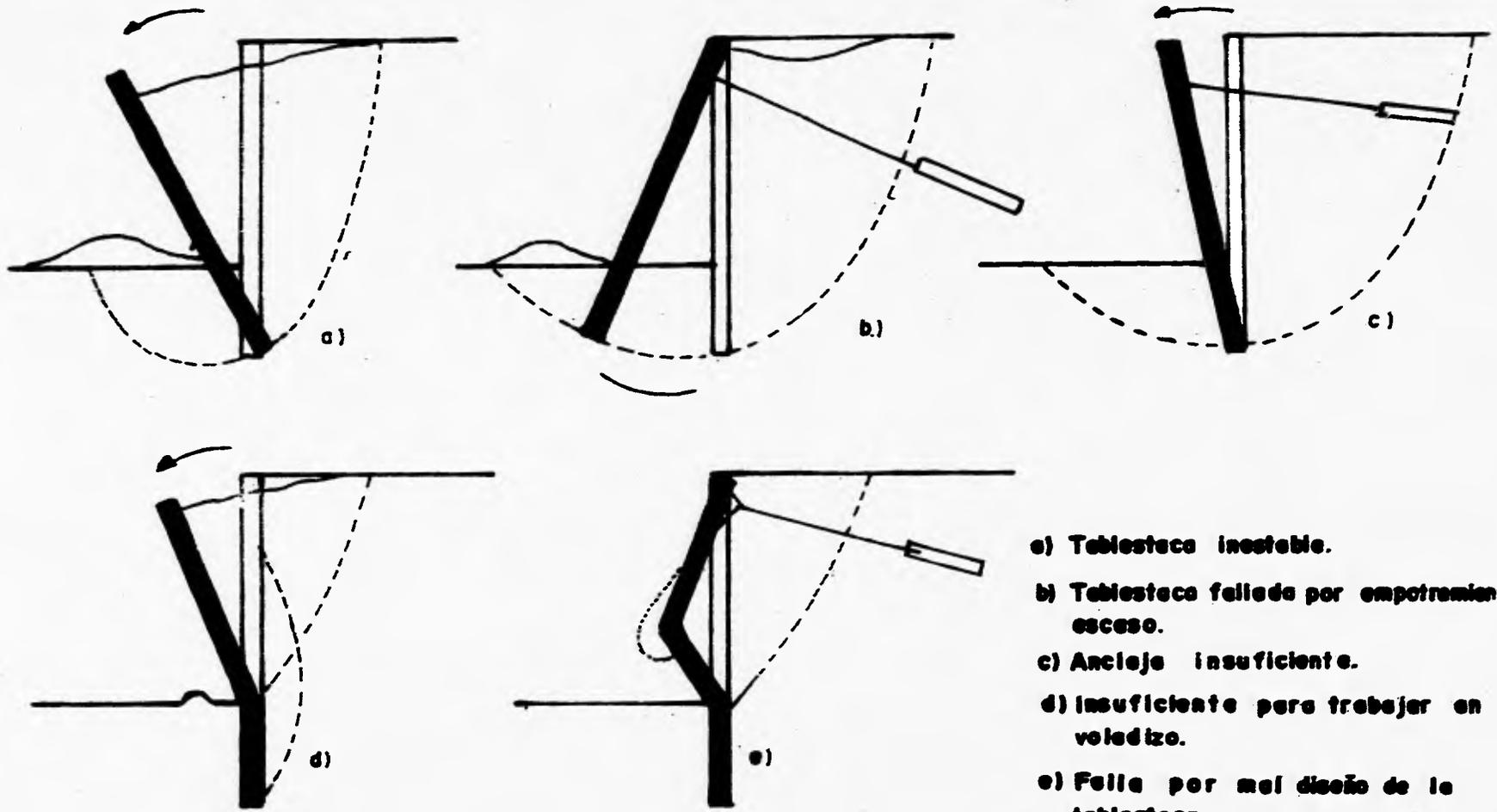
### III.1 Tipos de fallas más comunes.

1.- Estabilidad de la tablestaca y del terreno que ella contiene.

La inestabilidad de la tablestaca puede producirse por: empujes activos del suelo que soporta, por la presión hidrostática y por el empuje pasivo que actúa sobre la tablestaca en la parte empotrada del lado de la excavación. El empotramiento debe ser tal que la tablestaca permanezca en equilibrio con la presión pasiva desarrollada, en caso contrario, se pueden producir movimientos laterales excesivos que llegan a provocar alguna falla (fig.18.a). Cuando el tablestacado tiene una línea de anclas, éste puede fallar girando en el punto de la línea de anclado (fig.18.b). Si el anclaje no es capaz de soportar el esfuerzo a que se ve sometido, la falla es muy semejante al caso de la (fig. 18.a) y llega a fallar como en la (fig.18.c).

El anclaje puede fallar por errores al calcular la fuerza de tensión o bien si se ha sobrestimado la resistencia del anclaje. La falla puede ocurrir también por no calcular bien la longitud de desarrollo del bulbo que transmite la adherencia. Otra causa de falla importante se presenta al ocurrir asentamientos del terreno bajo las anclas, debido a la compresión de capas profundas. Este fenómeno provoca que el ancla soporte gran parte del peso del material que se consolida. De esta manera, las anclas quedan sujetas a tensiones adicionales que las pueden hacer fallar.

FIG.18. Posibles causas de inestabilidad de la tablestaca.



- a) Tablestaca inestable.
- b) Tablestaca fallida por empotramiento escaso.
- c) Anclaje insuficiente.
- d) Insuficiente para trabajar en voladizo.
- e) Falso por mal diseño de la tablestaca.

a) y d) Trabajan en voladizo.



### 3.- Resistencia estructural de la tablestaca:

La sección del tablestacado debe ser resistente para soportar, en condiciones de seguridad, los esfuerzos de flexión a que se ve sometido, las fallas que podrían presentarse se ilustran en la (fig.18.d) y (fig.18.e).

#### III.2 Diseño de la tablestaca anclada.

El objetivo principal del ingeniero de cimentaciones es realizar un diseño de tablestaca anclada que sea **SEGURA Y ECONOMICA**. En dicho diseño se deben tomar en cuenta todas las posibles fuerzas que surgen al tratar de representar las condiciones de trabajo de la tablestaca y así eliminar, en lo posible, errores en los métodos tradicionales de cálculo. Desafortunadamente los métodos de diseño tienen en su mayoría problemas para representar adecuadamente el comportamiento del subsuelo de la Ciudad de México, es decir, trabajamos adoptando hipótesis de homogeneidad e isotropía del subsuelo, que no siempre se cumplen en la realidad.

Por lo general, los aspectos de cálculo de la estabilidad de las tablestacas y de los elementos de sujeción se analizan conjuntamente en un proyecto. El procedimiento de cálculo de las tablestacas ancladas pueden clasificarse en :

- 1.- Método clásico; basado en condiciones de equilibrio límite del terreno.
- 2.- Métodos semiempíricos; deducidos de estudios experimentales

o mediciones de casos reales.

3.- Métodos de interacción tablestaca - terreno ( o de la viga flotante ).

4.- Métodos de cálculo numérico en elementos finitos.

**Nota:** Este trabajo solo abordará los dos primeros métodos.

En un proyecto de tablestacas ancladas, se debe investigar cuál es la condición más crítica de análisis, a corto o largo plazo que pueda tener el sistema de tablestacado.

#### **III.2.1 Método clásico.**

La estabilidad de la tablestaca se analiza suponiendo que sus desplazamientos han sido suficientemente grandes como para que se movilicen íntegramente los empujes activo y pasivo del terreno. Por la forma de trabajo podemos distinguir entre tablestaca en voladizo o autosoportable, con un nivel y con uno o varios niveles de anclas.

En la Ciudad de México, por lo regular se utilizan las tablestacas ancladas para realizar excavaciones verticales y aislar las colindancias que por lo regular son edificios o calles próximas, dicha excavación se hace en arcillas que están saturadas por la presencia del nivel freático, por lo que en el cálculo de la estabilidad se puede considerar la arcilla saturada y condición a corto plazo.

### **Secuencia de cálculo para el diseño de tablestacas ancladas:**

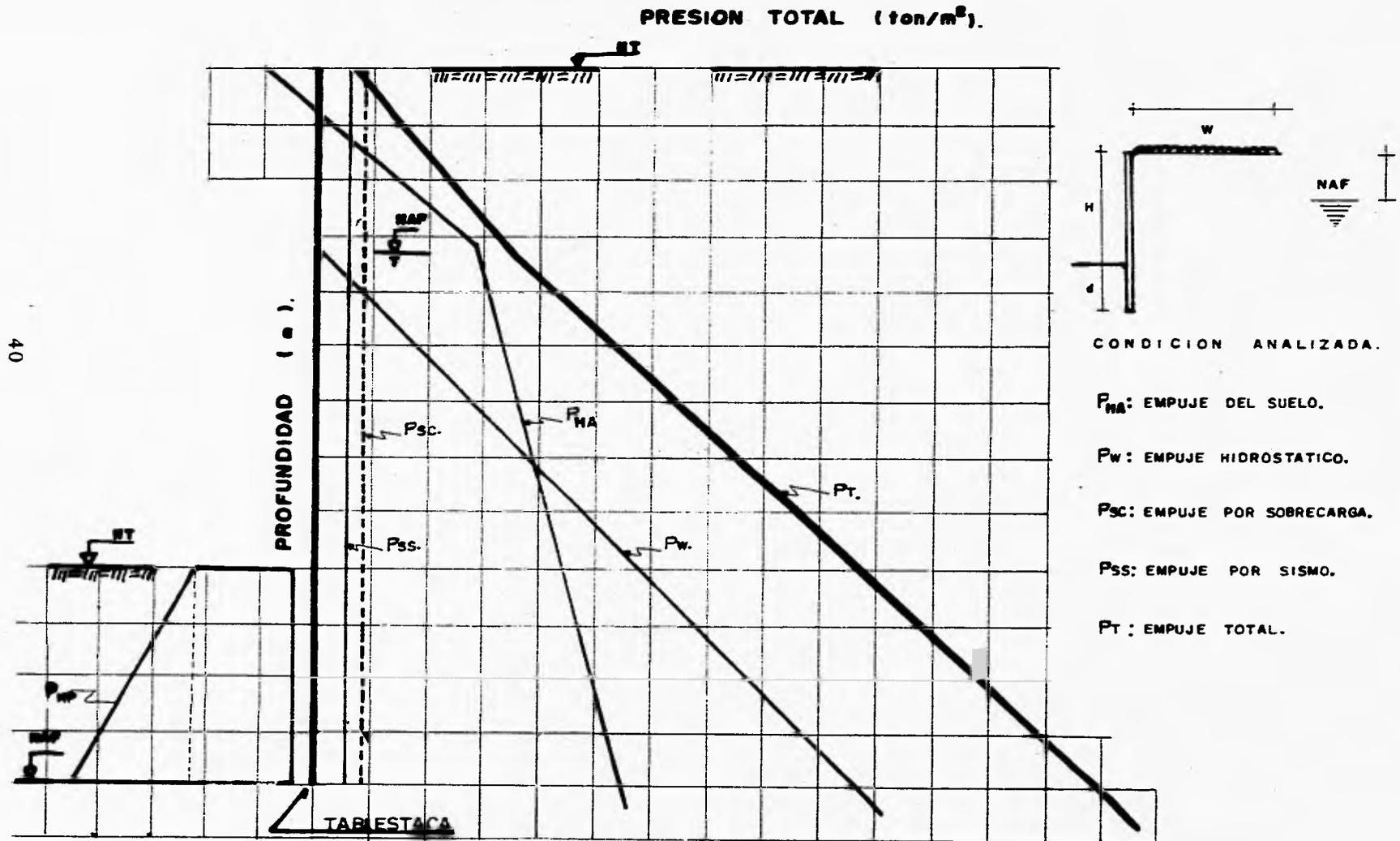
- a) Valuación de las fuerzas actuantes en la superficie de contacto con la tablestaca.
  - b) Determinación de la profundidad de penetración de la tablestaca.
  - c) Cálculo del máximo momento flexionante.
  - d) Valuación de la fuerza de tensión en el anclaje.
  - e) Determinación de los esfuerzos admisibles en los distintos elementos, tomando en cuenta las incertidumbres que se hayan tenido en la valuación de las fuerzas actuantes.
- 
- a) Valuación de las fuerzas actuantes en la superficie de contacto con la tablestaca.

Para la valuación de las fuerzas que actúan sobre una tablestaca, se considerará el caso en el que ésta se encuentre hincada en arcilla (fig.20).

#### **Fuerzas actuantes sobre una tablestaca anclada:**

- I. Presión activa de tierra debida al peso del suelo detrás de la tablestaca.
- II. Presión pasiva de tierra debida al peso del suelo donde se empotra la tablestaca.
- III. Presión hidrostática
- IV. Presión activa debida a la sobrecarga uniforme  $q$  ó  $Q$  y  $q'$ .
- V. Presión provocada por sismo.

FIG. 20 DISTRIBUCION DE PRESIONES ACTIVAS Y PASIVAS.



I. Se deben calcular los pesos específicos saturados y sumergido de los diferentes materiales y los coeficientes de presión activa  $k_A$ . Los valores de  $k_A$  para suelos friccionantes, para capas de arenas con espesores considerables y también para rellenos superficiales, se pueden estimar dentro de la teoría de Coulomb, con los valores del ángulo de fricción. Si el material que está por debajo de la línea de excavación es arcilla, con parámetros resistencia al esfuerzo cortante,  $c$  y  $\phi$  o con resistencia a la compresión simple,  $q_1$ , la presión activa provocada por el suelo, se puede representar con el diagrama de la fig.20. La presión horizontal se calcula como sigue:

La presión vertical.

$$P_{vA} = \gamma_i \cdot h_i \dots \dots \dots Ec.3.1$$

Donde  $\gamma_i$  es el peso volumétrico del suelo de cada estrato y  $h_i$  es el espesor del estrato donde se quiere conocer la presión. Para la presión horizontal.

$$P_{hA} = P_{vA} \cdot K_A - 2c \cdot \sqrt{K_A} \dots \dots \dots Ec.3.2$$

El coeficiente  $K_A$  puede llegar a toma el valor de uno si es arcilla o limo; si es arena el valor de  $k_A$  depende de su compacidad relativa. El valor del coeficiente se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \dots \dots \dots Ec.3.3$$

Debemos tener presente que la cohesión depende de manera importante del contenido de agua, por lo tanto en excavaciones con periodos muy grandes de ejecución, el contenido de agua se puede incrementar y provocar que el suelo pierda su "cohesión", lo cual genera un aumento en las presiones sobre el tablestacado.

En la fig.20 ,  $p_{HA}$  representa la distribución de la presión del terreno para suelos que tienen "cohesion", con una zona superior que está trabajando a tensión y una inferior a compresión. Para la zona de empotre tenemos la distribución de presión pasiva como se muestra en la fig. 21.

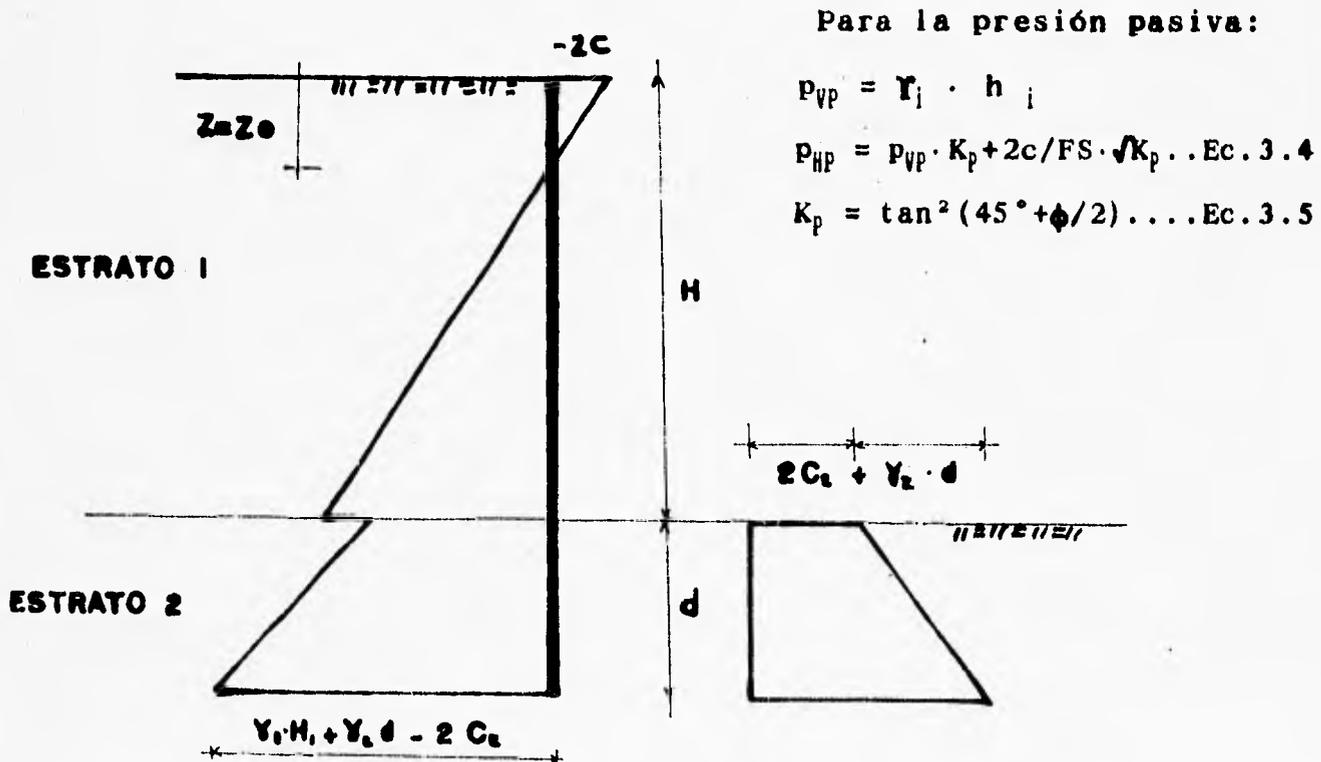


FIG. 21 TABLESTACA ANCLADA EN ARCILLA "PRESION ACTIVA Y PASIVA".

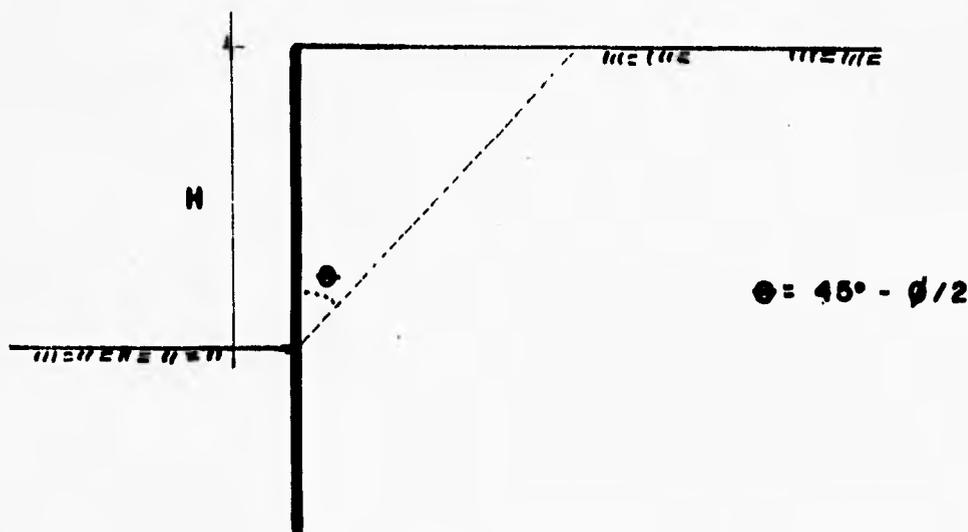
El valor de la presión activa en la superficie del terreno es  $-2c$ , alcanzando el valor de cero a una profundidad aproximada de  $Z_0 = 2c/\gamma_n$ . Debido a las presiones negativas se pueden formar grietas hasta una profundidad  $Z_0 = 2c/\gamma_n$ ; si además existe una sobrecarga en la superficie, entonces la grieta se desarrolla hasta la profundidad  $Z_0 = (2c - q) / \gamma_n$ , donde  $q$  es la sobrecarga.

II. La fig.20 nos muestra la distribución teórica de la presión pasiva en suelos cohesivos, donde la presión  $p_{pp} = \gamma_i \cdot h_i \cdot k_A + 2c/Fs \cdot \sqrt{k_A}$ , se elimina con la presión que ejerce el suelo en el otro lado de la tablestaca quedando únicamente  $2c$ .

III. Para el cálculo de la presión hidrostática es necesario determinar con el estudio de Mecánica de Suelos el nivel de aguas freáticas de la zona, determinando la presión como  $p = \gamma_{agua} \cdot h$ , donde  $\gamma_{agua}$  es el peso volumétrico del agua (1 ton/m<sup>3</sup>) y  $h$  es la profundidad del punto donde se quiere conocer dicha presión. Para no incrementar la presión hidrostática es recomendable el uso de drenaje superficial, ésta aumenta linealmente hasta la zona empotrada de la tablestaca de no haber bombeo del lado de la excavación. En el caso de existir bombeo, entonces tenemos una condición mas crítica ya que el nivel de aguas freáticas que empuja se incrementa hasta el límite del bombeo del lado de la línea de dragado.

IV. También se debe de tomar en cuenta la acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en una área rectangular contigua a la tablestaca. La sobrecarga uniforme  $q$  produce una presión horizontal igual a  $q \cdot k_0$ , donde  $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$ ;  $K_0$  es el coeficiente de presión de tierras en reposo.

V. Para tomar en cuenta las solicitaciones por sismo  $p_{ss}$ , se adiciona una componente horizontal, determinada como el producto del peso de la masa deslizante por un coeficiente sísmico. Se calcula primero una cuña como se muestra en el esquema siguiente.



La presión por sismo es :  $p_{ss} = \tan (45^\circ - \phi/2)(H)(\gamma_s)(Cs/2)$

b) Determinación de la profundidad de penetración de la tablestaca.

La profundidad de empotramiento de la tablestaca por debajo del nivel de excavación así como la rigidez relativa del suelo-tablestaca tiene gran influencia sobre la magnitud y la distribución de los empujes del suelo.

Para empotramientos pequeños o rigideces de la tablestaca altas, se puede suponer que toda la parte empotrada se desplaza hacia el lado de la excavación. El análisis resulta isostático, pudiéndose plantear dos ecuaciones de equilibrio, ( sumatoria de fuerzas y de momentos ) de donde se obtienen las dos incógnitas ( la tensión del ancla y la profundidad del empotre " d " ). Este método de cálculo se conoce como tablestaca sin empotramiento en el suelo. La profundidad necesaria de empotramiento se calcula tomando momentos de todas las fuerzas horizontales que actúan sobre la tablestaca respecto al punto de aplicación de la tensión del ancla.

Aunque en principio el cálculo de los momentos con relación al punto de aplicación de la tensión del ancla es relativamente sencillo, la determinación de la profundidad de empotramiento en arcilla nos da una ecuación de 2° y 3° Grado ( REF. 1 ).

Para tomar en cuenta las inevitables variaciones en la resistencia del suelo situado frente a la tablestaca embebida, es recomendable incrementar en 20% el valor calculado de " d " para tener un mayor factor de seguridad.

Para empotramientos mayores o rigideces menores de la tablestaca. El problema se transforma en hiperestático, porque

a las dos incógnitas anteriores se añade la profundidad del punto en que se invierte el sentido de los desplazamientos y a partir del cual se genera un contraempuje, que normalmente se supone concentrado con una resultante " R ", (fig.22).

La profundidad necesaria de empotramiento se toma igual a  $1.20 d$ .

Al ser el problema hiperestático ( tres incógnitas y sólo dos ecuaciones de equilibrio). Se hace necesario introducir una hipótesis adicional para obtener la solución.

Se supone que a la profundidad " d ", la deformada o elástica de la tablestaca es vertical y el desplazamiento nulo. También se supone nulo el desplazamiento en el punto de apoyo o es compatible con la deformación en el anclaje. La complejidad de la expresión analítica de la deformada, sobre todo si el terreno no es homogéneo, hace poco práctica la aplicación de este método; se opera por tanteos y los cálculos son muy laboriosos.

a) apoyo libre

b) empotrado.

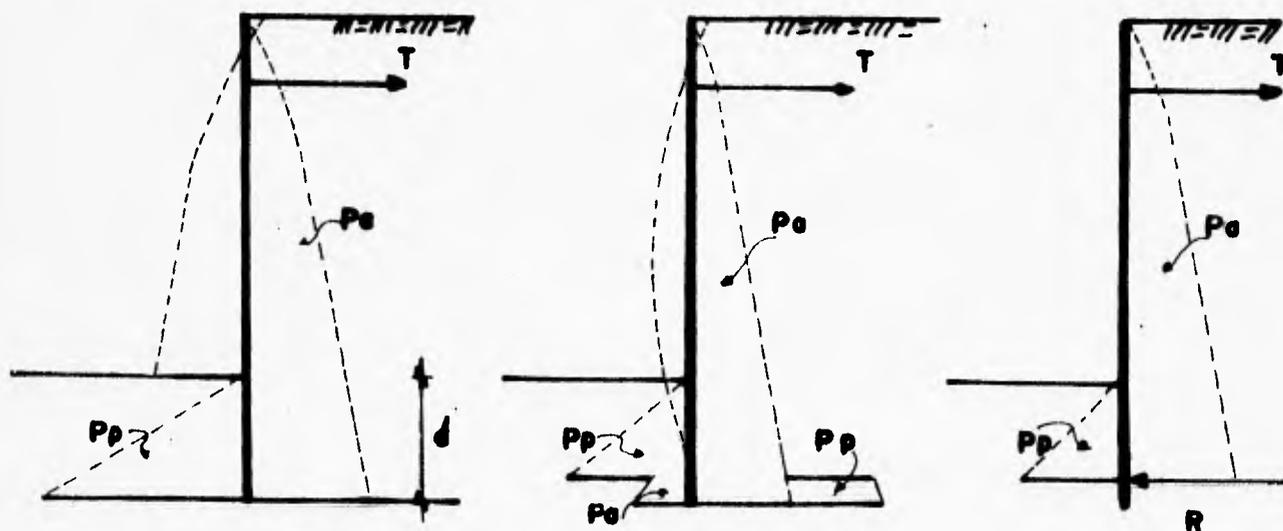


FIG.22. TABLESTACA CON UN APOYO.

c) Cálculo del máximo momento flexionante.

Los momentos flexionantes en los tableros de las tablestacas ancladas son mucho más pequeños que los que producen las fuerzas indicadas en las figs.20 y 21. El error se traduce en un alto costo y en algunos casos, el diseño en base a momentos grandes, hace que las tablestacas tradicionales no puedan usarse. Los momentos flexionantes reales son más pequeños que los calculados a causa de varios factores:

C.1 ) Debido a que las tablestacas que se usan son flexibles y en los cálculos se toman como rígidas, por lo tanto, la flecha que se produce en la línea de excavación es mucho más grande que en la punta, por lo que, la presión resistente pasiva actúa a un nivel más elevado, más cercano a la línea de excavación. Esto produce el efecto de acortar el claro  $l_p$ , entre la fuerza de tensión y la resultante de la presión pasiva; los momentos flexionantes en los tableros son función de  $l_p^3$ , por lo que el acortamiento tiene una influencia importante en los momentos entre el anclaje y la línea de excavación.

C.2 ) La presión se redistribuye a los puntos que se flexionan menos, como son los puntos de conexión con el sistema de anclaje o la porción empotrada de las tablestacas. La redistribución es mayor en las tablestacas que se excavan por etapas.

C.3 ) La tendencia de la tablestaca a empujar contra el suelo, por arriba del punto de aplicación de la tensión, hace reducir el momento de la tablestaca por abajo del punto de aplicación de la misma.

C.4 ) El apoyo de la tablestaca hincada en limo compresible o arcilla es en un principio fijo, pero al transcurrir el tiempo el apoyo pasa de fijo a libre; en este caso no se acepta una reducción del momento flexionante calculado.

d) Valuación de la fuerza de tensión del anclaje.

La fuerza de tensión que se produce en el anclaje de una tablestaca libremente apoyada se determina por la condición de que la suma de todas las fuerzas horizontales actuantes en la estructura debe ser nula.

e) Determinación de los esfuerzos admisibles en los distintos elementos de acuerdo a las incertidumbres que se hayan tenido en la valuación de las fuerzas actuantes. Se analizará en el capítulo IV.

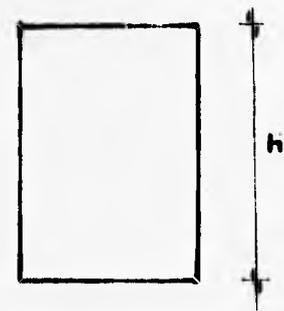
### III.2.2 Método semiempírico.

Siguiendo las recomendaciones de Terzaghi y Peck (1955), conviene hacer una distinción entre "excavaciones poco profundas", es decir de menos de 6m, de una "Excavación profunda", mayor de 6m. Para una excavación profunda se deben considerar tanto las dimensiones de la excavación como las características del subsuelo, ya que la economía resultante puede ser mucho mayor. Muchas veces los empujes del terreno dependen de las restricciones que el procedimiento de excavación impone a los desplazamientos de la estructura que soporta el suelo. Para evitar movimientos en el terreno adyacente a la



Los diagramas de presiones de la fig.24 , son las envolventes de numerosas medidas in situ.

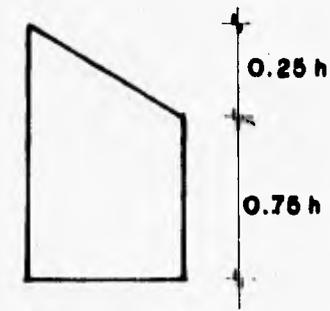
Excavaciones en arena por encima del nivel freático.



$0.65 K_0 \gamma h$   
 $K_0 = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$

(a)

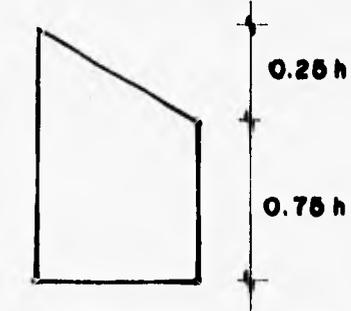
Arcilla normalmente consolidada, cuyo espesor por debajo del fondo de la excavación es considerable.



$K_0 \gamma h$   
 $K_0 = 1 - \frac{1.6 c}{\gamma h}$

(b)

Arcilla que no cumple las condiciones de (b).  $\gamma M/c_u \geq 6$

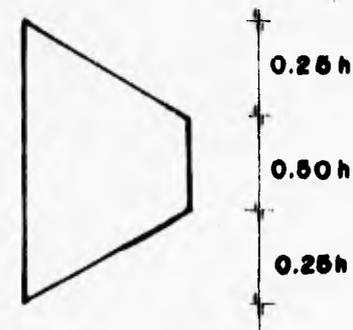


$K_0 \gamma h$   
 $K_0 = 1 - \frac{4 c}{\gamma h}$

(c)

Arcilla que no cumple condiciones de (b).

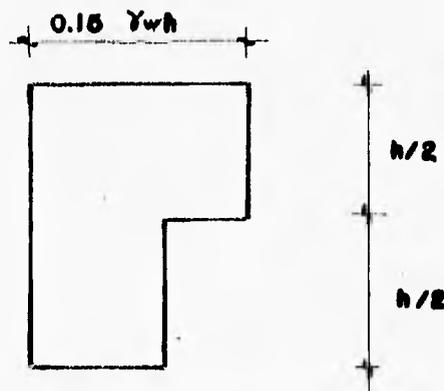
$\frac{\gamma h}{c} \leq 4$



$0.2 \ 0.4 \ \gamma h$

(d)

Arcilla y limos firmes fuertemente sobreconsolidados por desecación.



$0.10 \gamma_w h$

(e)

$\gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$

FIG.24. DIAGRAMA DE PRESIONES PARA CALCULAR CARGAS.

Puede decirse que las predicciones realizadas en arena con ayuda de los diagramas de la fig.24, se ajustan bastante a la realidad; en arcillas las medidas realizadas tienen grandes dispersiones ( v. Terzaghi y Peck, 1967, Peck, 1969.b, comentados en REF.1 ). Si existen varias capas de arcilla puede hallarse, en principio, la media ponderada de sus propiedades para emplear los diagramas de la fig.24. Por lo que respecta a la fig.24.b , puede decirse que en algunos casos deja bastante del lado de la seguridad ( v. Rodríguez y López, 1969, comentados en REF.1 ) . Parece ser que para profundidades de excavación superiores a 15m, la fig.24.c , nos deja del lado de la seguridad ( v. Swatek. et al ,1972; Terzaghi y Peck, 1967, comentados en REF.1 ). Si la arcilla no cumple las condiciones exigidas para la fig.24.b y si  $4 < h/ c_u < 6$ , los valores del diagrama de la fig.24.d , se pueden tomar (Terzaghi y Peck, 1967, comentados en REF.1); en el diagrama de la fig.24.e, los valores inferiores deben usarse si se puede limitar al máximo el movimiento mediante el troquelamiento y si la excavación va a permanecer abierta poco tiempo; en caso contrario deben emplearse los valores superiores. Se ha recogido un solo caso en que se emplearon anclajes tensados y el coeficiente del empuje fue solo de 0.13 (Mansur y Alzadeh, 1970). Todos los diagramas de la fig.24 son aplicables a anclas (v. Peck,1967; Lamber et at 1970; Liu y Dugan, 1972, comentados en REF.1).

En arcillas blandas y medias, si bien en muchos casos el empuje total no dista mucho del valor de Rankine ( v. Dibiagio y Riti, 1972; Simm y Busbridge, 1976; Karlsrud y Myvoll, 1975,

comentados en REF.1 ), en el caso indicado de la fig.24.b, el empuje medido puede ser hasta tres veces mayor al de Rankine, calculado con parámetros de resistencia obtenidos de ensayos de compresión simple sobre muestras verticales ( v. Terzaghi y Pech, 1967, comentados en REF.1 ).

### **III.2.3 TABLESTACA ANCLADA EN VARIOS NIVELES.**

Si el tablestacado tiene varios puntos de apoyo, regularmente distribuidos en diferentes alturas de la excavación, podría ser innecesario el empotramiento en el terreno para satisfacer la condición de estabilidad de la tablestaca y de la tierra por ella contenida. Puede, sin embargo, requerirse cierto empotramiento para garantizar la estabilidad general o la de falla de fondo de la excavación.

El empotramiento en el terreno es función de la estabilidad general y de la falla de fondo. Si los apoyos no son excesivamente rígidos, se puede suponer que en la parte empotrada de la tablestaca únicamente se tienen empujes pasivos y la solución se basa en los métodos de cálculo de viga hiperestática o isostática, según el número de apoyos.

#### **REFERENCIAS**

- 1 Jose Antonio Jiménez Salas, et al (1981), "Geotécnia y Cimientos II", Mecánica de Suelos y de Rocas, vol 1, Editorial Rueda, pp 729-758.
- 2 Jose Antonio Jiménez Salas, et al (1980), "Geotécnia y Cimientos III", Cimentaciones y aplicaciones de la Geotécnia, vol 2, Editorial Rueda, pp 1057-1088.
- 3 Instituto de Investigaciones electricas (1983), "Manual de Diseño de Obras Civiles . Geotécnia Mecánica de suelos. B.2.3. Estructuras de tierras", pp 2.3.1 - 2.3.23 .
- 4 Joseph E. Bowles. P.E., S.E , "Foundation Analysis and Design", Fourth edition. Editorial Mc. Graw-Hill Book Company , pp 488 .

#### IV ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN UN ANCLA.

Los anclajes que se analizarán son los que trabajan a tensión, sin embargo, los métodos de análisis aplicables a las anclas de fricción son muy similares a los primeros. Normalmente las anclas están constituidas por barras de acero que se alojan en perforaciones practicadas en el terreno por medios mecánicos (fig.13), en cuyo fondo se inyecta mortero o lechada a través de un poliducto, fijándose posteriormente (aplicando tensión) en el extremo exterior a la estructura cuya estabilidad se pretende mejorar, o a placas que apoyen directamente sobre la superficie del terreno (fig.10).

IV.1 En los distintos anclajes se distinguen tres partes fundamentales:

1.- Zona de anclaje:

Es la parte del anclaje que va a transmitir la tensión y/o esfuerzos al terreno, a través del área lateral de la zona de anclaje.

La carga máxima que se le puede aplicar a un ancla se determina utilizando la fórmula para obtener la capacidad de carga de un pilote de fricción:

$$Q_n = s \cdot R \cdot D \cdot L_p \dots \dots \dots EC.4.1$$

Donde  $Q_n$  = Carga máxima aplicada. en Ton.

- D = Diámetro del ancla, en m.
- $L_b$  = Longitud del ancla, en m.
- s = Resistencia a esfuerzo cortante, en ton/m<sup>2</sup>.

Por lo tanto para obtener la longitud de la zona de anclaje utilizamos la siguiente expresión:

$$L_b = (Q_m \cdot F_s) / (\pi \cdot s \cdot D) \dots\dots\dots Ec.4.2$$

- Donde  $Q_m$  = Carga máxima aplicada, en Ton.
- D = Diámetro del ancla, en m.
- $L_b$  = Longitud del ancla, en m.
- s = Resistencia a esfuerzo cortante, en ton/m<sup>2</sup>.
- $F_s$  = Factor de seguridad.

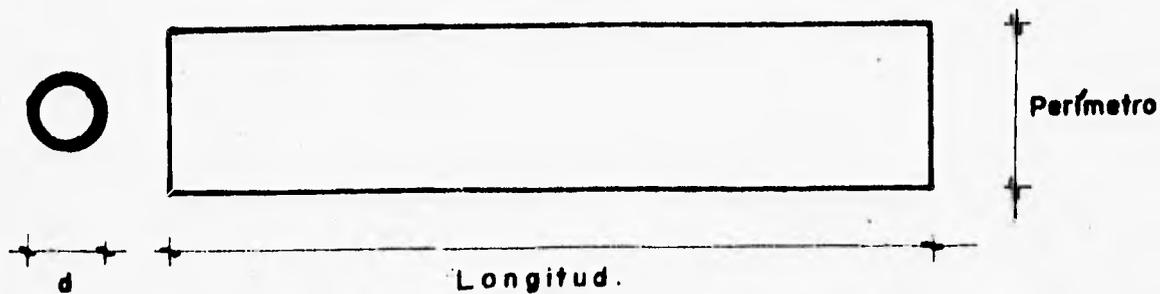
o bien para la estimación del área de la zona de anclaje podemos emplear:

$$A_r = Q_m / (c / F_s) \dots\dots\dots Ec.4.3$$

- Donde  $Q_m$  = Carga máxima aplicada, en Ton.
- c = Cohesión, en Ton/m<sup>2</sup>
- $A_r$  = Area requerida, en m<sup>2</sup>.
- $F_s$  = Factor de seguridad.

Para encontrar la longitud de la zona de anclaje debemos utilizar la siguiente fórmula:

$$\text{Longitud del ancla} = (A_r / \text{perímetro}) \dots\dots\dots Ec. 4.4$$



2.- Zona libre:

Es la parte en que la varilla se encuentra libre de mortero que hace contacto con el terreno que la rodea de manera que pueda deformarse con total libertad al aplicarle la tensión ( normalmente se le aplica un anticorrosivo cuando son anclas permanentes ). La dirección más económica y que ha resultado para la colocación de la zona libre resulta ser la formada con la normal a los estratos con un ángulo igual a  $\theta = 45^\circ - \phi_p / 2$ .

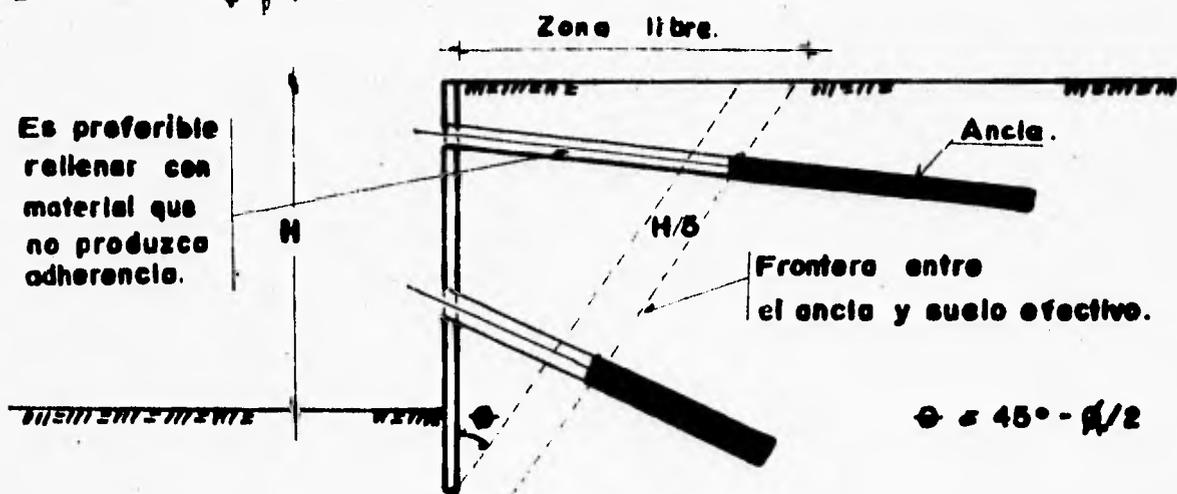


FIG. 25 LIMITE EN LOS CUALES DEBERAN COLOCARSE LOS ANCLAJES PARA EVITAR FALLA GENERAL.

Los tirantes deberán anclarse dentro del suelo estable situado atrás de la cuña de falla que contribuye a la presión activa.

### 3.- La armadura y/o placa de apoyo:

Es la encargada de recibir la tensión y transmitirla a su vez a la varilla.

Existen tres partes fundamentales para las anclas de tensión que trabajan prácticamente como una sola unidad, lo que las hace diferentes son los distintos elementos que constituyen el ancla.

#### IV.2 Elementos que conforman un ancla:

IV.2.1 Barra de acero.

IV.2.2 Unión barra de acero - barra de acero.

IV.2.3 Unión barra de acero - Espárrago.

IV.2.4 Separadores.

IV.2.5 Mortero Inyectado.

IV.2.6 Tapón.

IV.2.7 Armadura para distribuir los esfuerzos.

IV.2.8 Sistema de sujeción.

Características de los elementos que conforman un ancla.

#### IV.2.1 barra de acero.

Conocida la fuerza de tensión que actúa sobre el ancla es relativamente sencillo el diseño de cada uno de los elementos que conforman un ancla, lo que debe buscarse siempre es que la fuerza de tensión actúe a lo largo del eje centroidal de la barra o barras, teniendo mucho cuidado con las conexiones para que no se produzcan excentricidades que lleguen

a ocasionar fallas en los miembros y elementos de unión. Cuando no es posible evitar las excentricidades se buscará minimizar su efecto .

#### IV.2.1.1 Varilla corrugada.

El acero es el que recibe las tensiones y a su vez se encarga de transmitir las al mortero o lechada de cemento. Existen distintos tipos de aceros, siendo el más común la varilla corrugada que es laminada en caliente y manejada en diferentes diámetros. En México se utilizan varillas corrugadas que varían desde  $3/8"$  a  $1\frac{1}{2}"$  ( existen algunos productores que han fabricado varillas corrugadas de  $5/16"$  ,  $5/32"$  y  $3/16"$  ). En otros países se usan diámetros mayores a  $1\frac{1}{2}"$  , todas las varillas deben de tener corrugaciones para generar adherencia y poder utilizarlas (fig.26).

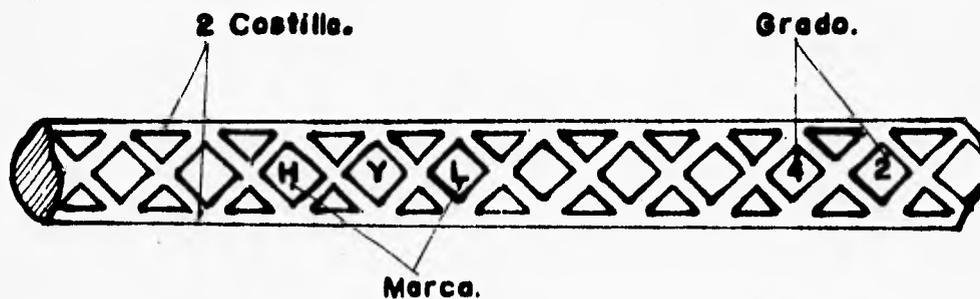


FIG.26 VARILLA CORRUGADA DE DOS COSTILLAS.

Generalmente el tipo de acero se caracteriza por su límite de fluencia. En México se puede encontrar varillas con límite de fluencia desde  $2300 \text{ kg/cm}^2$  , hasta las más usuales con  $4200 \text{ kg/cm}^2$  . La tabla 4 muestra las principales características de varillas fabricadas en nuestro país.

**TABLA 4. CARACTERISTICAS DE VARILLAS CORRUGADAS.**

Varilla Corrugada.							
Límite de fluencia mínimo 4200 kg/cm <sup>2</sup> ( Nominal Fy ).							
Barra	Diámetro		Peso	Peri- metro	Area	Fy	Tensión Nominal (kgf). T <sub>a</sub>
Num.	(in)	(mm)	kg/m	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	kgf/cm <sup>2</sup>	
2.5	5/16	7.9	0.385	2.48	0.49	4200	1,646
3.0	3/8	9.5	0.559	2.98	0.71	4200	3,186
4.0	1/2	12.7	0.993	3.99	1.27	4200	4,267
5.0	5/8	15.9	1.552	5.00	1.98	4200	6,653
6.0	3/4	19.1	2.235	6.00	2.86	4200	9,610
7.0	7/8	22.2	3.042	6.97	3.87	4200	13,003
8.0	1.0	25.4	3.973	7.98	5.06	4200	17,002
9.0	1 1/8	28.6	5.028	8.99	6.42	4200	21,571
10.0	1 1/4	31.8	6.207	9.99	7.94	4200	26,678
11.0	1 3/8	34.9	7.511	10.96	9.56	4200	32,122
12.0	1 1/2	38.1	8.938	11.97	11.40	4200	38,604
					*	**	***

\* Area = ( diámetro, mm )<sup>2</sup> x 0.00785

\*\* Fy es el límite de fluencia ( kgf/cm<sup>2</sup> ).

\*\*\* T<sub>a</sub> = Fy x Area x factor de seguridad(0.80)

La capacidad del sistema de anclaje para soportar las tensiones de trabajo, está determinada por la resistencia de las barras y de la zona de anclaje, siendo esta última la que transmite los esfuerzos al terreno.

En un anclaje se suelen definir los conceptos de tensión límite y tensión admisible.

Se entiende por tensión límite  $T_L$ , al producto del area de la sección del acero  $A$  (  $\text{cm}^2$  ), con la resistencia nominal de cálculo, que suele ser el límite elástico  $F_y$  (  $\text{kgf/cm}^2$  ), por lo tanto, la tensión límite (  $\text{kgf}$  ) es :

$$T_L = F_y \cdot A \dots \dots \dots \text{Ec.4.5}$$

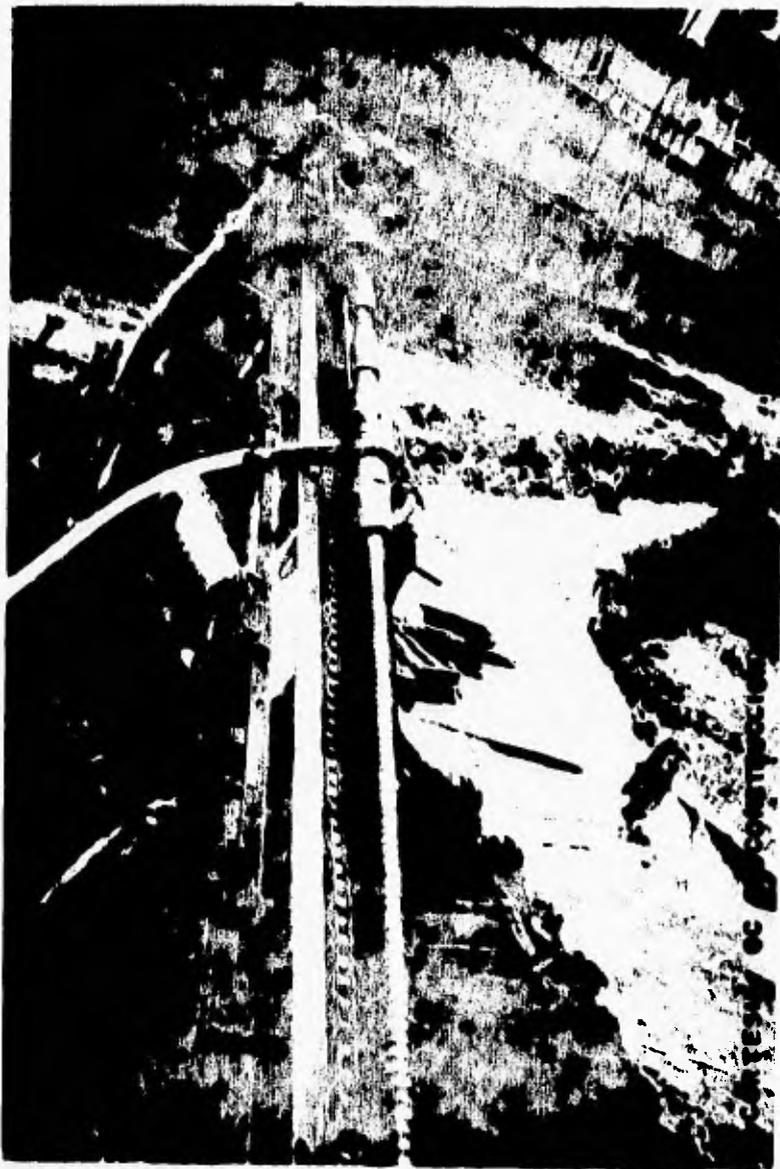
La tensión admisible  $T_a$ , es igual a la tensión límite multiplicada por un coeficiente de seguridad  $\alpha < 1$ .

$$T_a = \alpha \cdot T_L \dots \dots \dots \text{Ec.4.6}$$

El coeficiente de seguridad  $\alpha$  depende del tipo de anclas, de la confianza en el estudio de Mecánica de Suelos y del método de cálculo utilizado para determinar la tensión. Suele utilizarse un valor de 0.60 en el caso de anclajes permanentes o provisionales con un período de servicio superior a 2 años, y un valor de 0.80 para anclajes provisionales con períodos de servicio menor a 2 años.

Por lo anterior se debe de cumplir que la  $T_a$  sea mayor que la tensión requerida del ancla.

Una segunda opción para recibir las tensiones de las anclas es a base de una barra rígida de acero de muy alta resistencia, roscada de origen en toda su longitud y con un orificio al centro para poder inyectar el mortero o lechada de cemento por ella.



**FOTO No.1 BARRA ROSCADA DE ALTA RESISTENCIA.**

Las características de estas barras de acero de alta

resistencia se muestran en la tabla 5.

TABLA No. 5

	30/16	30/11	40/16	73/53	103/78
Diámetro Exterior.	30 mm 3 cm	30 mm 3 cm	40 mm 4 cm	73 mm 7.3 cm	103 mm 10.3 cm
Diámetro Interior.	16 mm 1.6 cm	11 mm 1.1 cm	16 mm 1.6 cm	53 mm 5.3 cm	78 mm 7.8 cm
Carga última.	220 kN 22,426 kgf	300 kN 30,581 kgf	660 kN 67,278 kgf	1,250 kN 127,420 kgf	2,200 kN 22,4261 kgf
Máximo esfuerzo de tensión.	600 N/mm <sup>2</sup> 6,116 kgf/cm <sup>2</sup>	800 N/mm <sup>2</sup> 8,155 kgf/cm <sup>2</sup>	700 N/mm <sup>2</sup> 7,136 kgf/cm <sup>2</sup>	750 N/mm <sup>2</sup> 7,645 kgf/cm <sup>2</sup>	700 N/mm <sup>2</sup> 7,136 kgf/cm <sup>2</sup>
Fluencia de falla.	180 kN 18,347 kgf	260 kN 26,503 kgf	540 kN 55,046 kgf	1,000 kN 101,337 kgf	1,750 kN 178,389 kgf
Sección transversal (A).	369 mm <sup>2</sup> 3.69 cm <sup>2</sup>	381 mm <sup>2</sup> 3.81 cm <sup>2</sup>	933 mm <sup>2</sup> 9.33 cm <sup>2</sup>	1,669 mm <sup>2</sup> 16.69 cm <sup>2</sup>	3,130 mm <sup>2</sup> 31.30 cm <sup>2</sup>
Fuerza cortante.	58 kN 5,912 kgf	85 kN 8,665 kgf	178 kN 18,145 kgf	330 kN 33,639 kgf	578 kN 58,919 kgf
Esfuerzo cortante (Q).	180 N/mm <sup>2</sup> 1,835 kgf/cm <sup>2</sup>	230 N/mm <sup>2</sup> 2,345 kgf/cm <sup>2</sup>	200 N/mm <sup>2</sup> 2,039 kgf/cm <sup>2</sup>	200 N/mm <sup>2</sup> 2,039 kgf/cm <sup>2</sup>	200 N/mm <sup>2</sup> 2,039 kgf/cm <sup>2</sup>
Peso.	3.0 kg/m	3.5 kg/m	6.9 kg/m	12.8 kg/m	24.7 kg/m

Una tercera opción para recibir las tensiones en un ancla son los Torones. El acero en combinación con el concreto, proporciona la resistencia del elemento estructural. Cualquier acero presforzado o postensado que se ve sometido a una acción permanente de tensión, al pasar el tiempo pierde parte de la tensión inicial. Esta propiedad se conoce como "Relajación del esfuerzo de tensión" y es un valor determinado por las características físicas y químicas del acero empleado, fenómeno que debe ser considerado en el diseño de estructuras presforzadas. En México ya existen Torones con bajo relajamiento que poseen la cualidad de reducir significativamente el índice de relajación del presfuerzo.

Las ventajas del torón son:

- 1.- Reduce las pérdidas de tensión, tanto a temperatura ambiente como a temperaturas elevadas.
- 2.- Alto límite de proporcionalidad.
- 3.- Auto-desenrollable y con mejor rectitud final.
- 4.- Una relajación consistente entre carga y deformación ( esfuerzo de tensión ).

A continuación se darán las características de una marca de Torón comparada con uno normal.

TABLA 6 DE PROPIEDADES DE TORON.

NORMA-ASTM-A416

T O R O N .	Diámetro nominal.		Area nominal	Peso Nominal	Carga mínima a la ruptura.	Carga mínima al 25 de alargamiento.
	(in)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(kg/m)	(kgf)	(kgf)
Normal	3/8	9.5	55.0	0.433	10,442	8,876
LO-LAX	3/8	9.5	55.0	0.433	10,442	9,397
Normal	1/2	12.7	98.7	0.795	18,750	15,935
LO-LAX	1/2	12.7	98.7	0.795	18,750	16,866
Normal	0.6	15.3	140.0	1.102	26,604	22,609
LO-LAX	0.6	15.3	140.0	1.102	26,604	23,948

#### IV.2.2 Unión barra de acero - barra de acero.

##### IV.2.2.1 Soldadura.

La unión más tradicional para dos piezas de acero es la aplicación de soldadura. Esta la podemos definir como la unión de dos piezas de metal mediante la aplicación de calor, con o sin fusión, con o sin adición de material de relleno y con o sin aplicación de presión.

La soldadura en un ancla es muy importante ya que la falla de una de ellas puede producir una falla general. La soldadura debe de quedar como se muestra en el detalle A de la (fig.27).

Este tipo de soldadura es el más recomendable ya que ha demostrado que pasa las pruebas de laboratorio ( se da por hecho que el soldador es calificado por supervisión ).

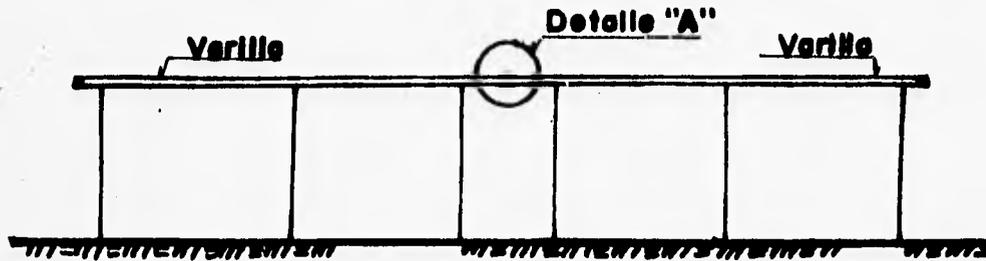
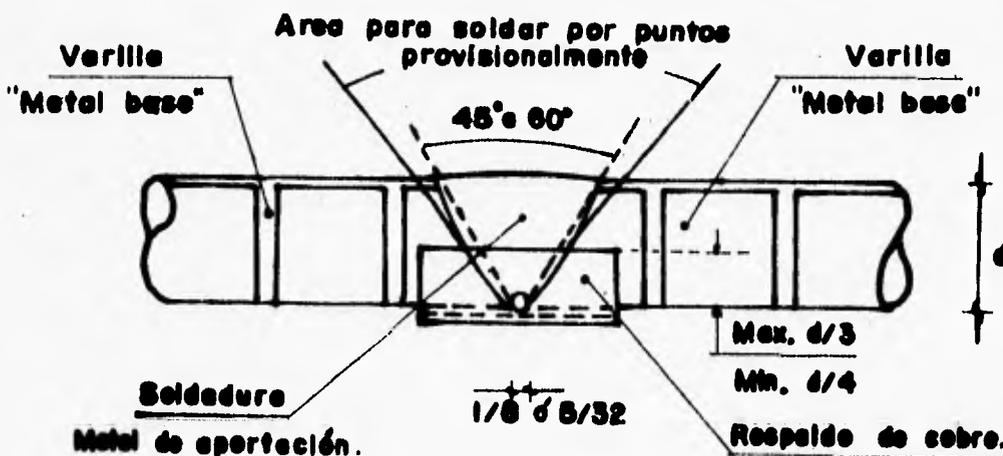


FIG.27 SOLDADURA EN POSICION HORIZONTAL, CON GARGANTA DE SOLDADURA EN "V", CON RESPALDO DE MEDIA CAÑA.

ALINEACION DE LA UNION NORMALMENTE USADA PARA VARILLAS COLOCADAS EN POSICION HORIZONTAL.



DETALLE A ( ALINEACION DE VARILLAS ).



DETALLE "A" .

### **Tipos de juntas.**

Existen distintas juntas de soldadura en acero, siendo las más empleadas: a tope, traslapadas, en te, de esquina. Además se tienen cuatro tipos principales de soldaduras estructurales que son: de penetración, de filete, tapón y ranura. En las anclas se usan juntas a tope para evitar las excentricidades, fenómeno que sí ocurre con las juntas traslapadas debiéndose emplear soldaduras de penetración que permitan que el metal fundido se deposite entre las dos varillas, "barras", las cuales deben estar bien alineadas en un mismo plano en posición horizontal (fig.27); durante el proceso se funde parte del metal, que se mezcla con el de aportación y al solidificarse la mezcla se establece una continuidad entre las dos piezas. La soldadura debe ser de penetración completa, para poder garantizar que como mínimo resistirá los esfuerzos y tensiones del material base.

### **Posición de las soldaduras.**

Desde el punto de vista de la posición que ocupa el soldador con respecto a la junta durante la ejecución de las soldaduras, éstas se clasifican en soldaduras en posición plana, horizontal, vertical y sobre cabeza. La posición horizontal es la más adecuada gracias a que nos da un alto grado de confianza para resistir los esfuerzos y tensiones; la posición horizontal se puede hacer siempre y cuando se puedan unir los dos tramos de varilla (algunas veces son tramos de 12m) sobre caballete, pero en otras ocasiones no se pueden manejar

tramos muy grandes y es necesario colocar un primer tramo en la perforación y posteriormente se hace la soldadura para colocar el segundo tramo.

#### **La soldadura de penetración.**

En una soldadura de penetración completa el metal de aportación debe tener acceso a todo el espesor de las varillas que se están uniendo, ya que es indispensable que queden ligadas entre sí en toda el área de la sección transversal. Para reunir las características buscadas han de satisfacerse varias condiciones simultáneas, relativas a su geometría ( grueso y posición de las varillas para unir ), al proceso utilizado para depositar el metal de aportación y a la capacidad del soldador para emplearlo satisfactoriamente; en muchos casos, la única manera de saber si se cumplen esos requisitos consiste en hacer varias juntas en condiciones análogas a las que se tendrán en el sitio de colocación del ancla y someterlas a pruebas, no destructivas y destructivas, para determinar su calidad.

Existen diferentes preparaciones y la elección de una o de otra se basa, principalmente, en consideraciones económicas, o en la experiencia del Ingeniero que las cálculo y de las muchas pruebas que se hicieron en otros países.

El costo de la junta incluye el del material de aportación y la mano de obra para depositarlo, más el de las preparaciones. Otras variables que intervienen en el costo son la abertura de raíz y el ángulo de inclinación de los biseles.

### **Resistencia de las soldaduras.**

La soldadura de penetración. Como el metal de relleno sustituye al metal base, las soldaduras de penetración completa quedan sometidas a las mismas sollicitaciones que los elementos que unen. Si se utiliza un metal de aportación que al combinarse con el material base produce una soldadura cuya resistencia es igual al del material base, no se necesita hacer ningún análisis de esfuerzos, y el diseño se reduce a escoger un metal de aportación (electrodo) adecuado al tipo de acero que se éste soldando y a utilizar las preparaciones y procesos necesarios para obtener soldaduras correctas.

### **Descripción del tipo de electrodo.**

Se describirán las características principales de algunos tipos de electrodos y de las soldaduras que se obtienen con él, así como los casos en que conviene utilizarlo.

Electrodo E6010. Se ha diseñado para producir las mejores propiedades mecánicas posibles en un electrodo que se utilice en cualquier posición. Se caracterizan porque producen un arco muy penetrante y una escoria delgada que se quita con facilidad. Los electrodos E6010 y los E6011 se recomiendan para trabajos en cualquier posición, cuando la calidad del depósito es de mayor importancia. Principalmente se utilizan para soldar aceros de bajo contenido de carbono y en algunos casos con aceros de baja aleación. Pueden usarse con facilidad tamaños hasta 3/16" (5mm), en todas las posiciones.

Electrodo E7015. Son bajos en hidrógeno, se fabrican en

diámetros de hasta 5/32" (4mm), y se utilizan para soldar en todas posiciones. Suelen emplearse corrientes más altas que las que se recomiendan para electrodos E6010 del mismo diámetro.

#### Respaldo.

El respaldo de cobre es una gran ayuda para el soldador ya que con esto se auxilia para soldar la primera fase; éste tiene una altura máxima de  $d/3$  y una mínima de  $d/4$ , este respaldo es también conocido como media caña.

Cuando tenemos barras rígidas de acero de alta resistencia, roscada en toda su longitud, es más fácil unir las barras con los coples ya que por sus características basta con colocarlas en los extremos, para unir las barras (fig.28).

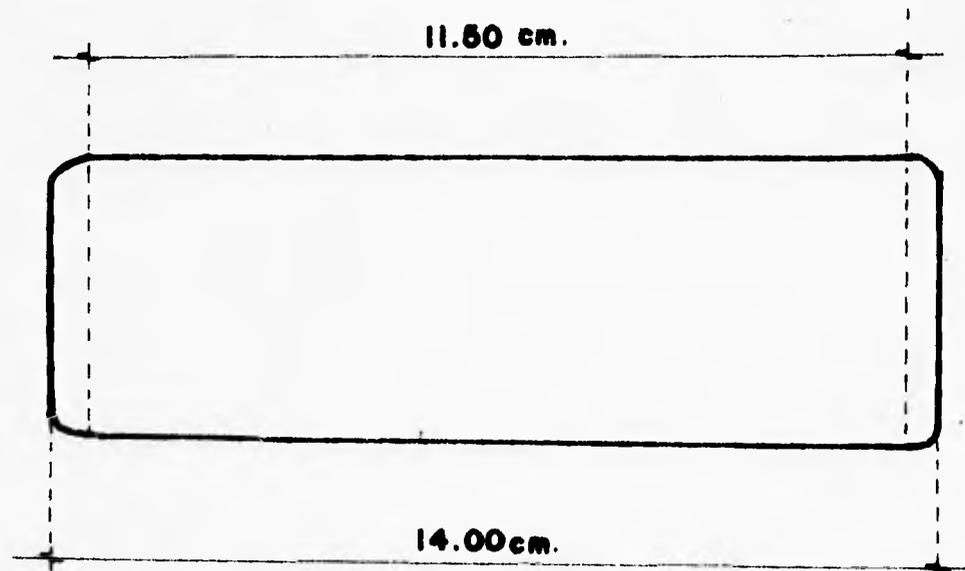


FIG.28 COPLE TIPO MIXTO-REDUCTOR PARA ROSCA SOGA 1 1/4" .

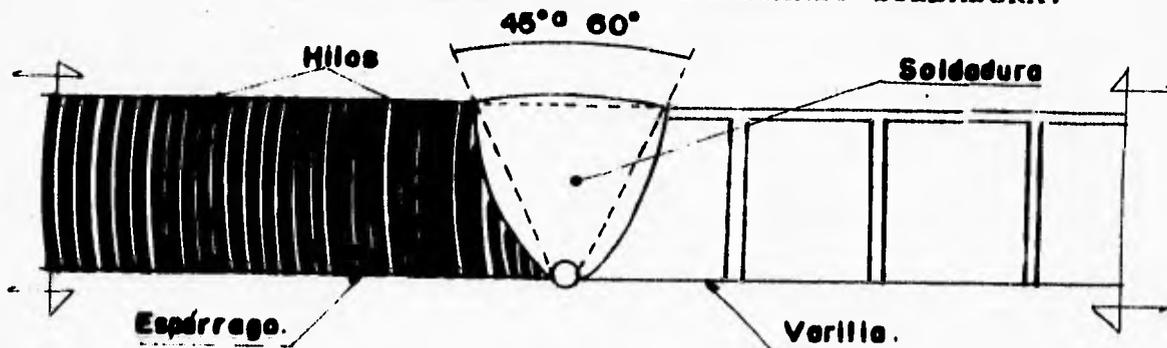
FOTO 2 SE MUESTRA COPLE(1), TUERCA(2) Y PLACA(3).



IV.2.3 Unión barra de acero - Espárrago.

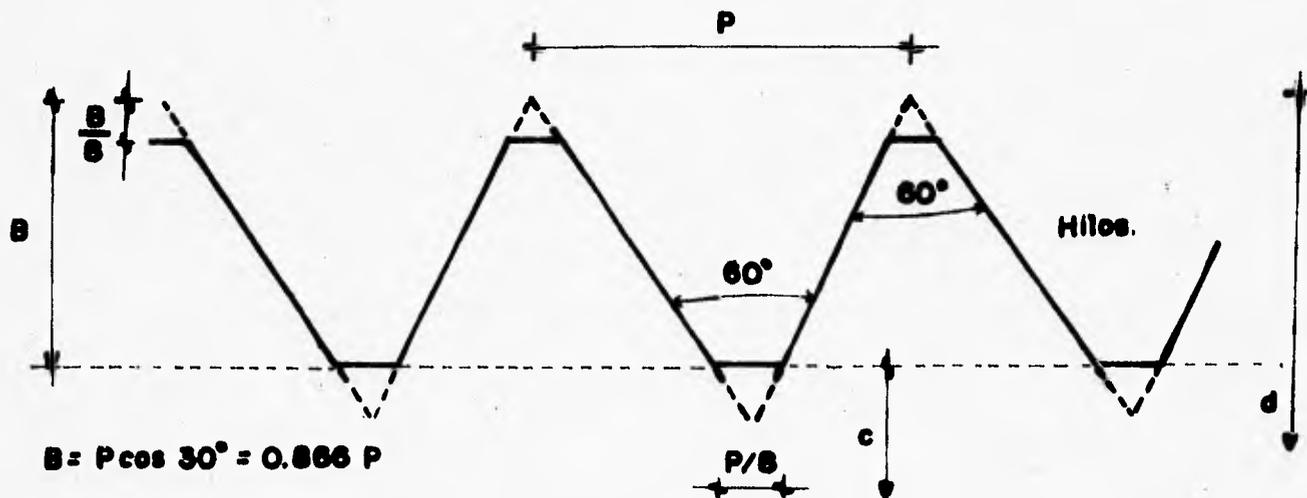
La unión más utilizada para este tipo de sistema es la soldadura, y se emplean las mismas recomendaciones que para la unión varilla - varilla (fig.29).

FIG.29 UNION VARILLA-ESPARRAGO EMPLEANDO SOLDADURA.



FALLA DE ORIGEN

En las piezas roscadas ( Espárragos ), por la forma de aplicación de la carga de tensión se deben diseñar el número de hilos necesarios para tomar la tensión, lo que permite seleccionar el tipo de tuerca a emplearse.



ROSCA U.S. ESTANDAR.

La rosca del espárrago es la primera en recibir la tensión y es la responsable en buena parte de la respuesta del ancla completa. La resistencia de la rosca se especifica en función de los valores obtenidos por medio de pruebas en tensión en tornillos con rosca; estos resultados se pueden extrapolar a piezas roscadas de mayor diámetro. Las características carga-deformación de las piezas roscadas son más importantes que las del material sin rosca. Además, los esfuerzos varían a lo largo del espárrago como resultado de la introducción gradual desde la tuerca y del cambio del espárrago a la varilla, la zona más débil es la rosca. La resistencia de una pieza roscada en tensión se determina tomando como base un "Area de esfuerzo", definida como:

$$\text{Área de esfuerzo} = (\pi/4) \cdot [d - (2.4747/n)]^2 \dots \text{Ec. 4.7}$$

donde  $d$  es el diámetro nominal, en cm, y  $n$  el número de hilos por pulgada de rosca (este dato puede obtenerse de la tabla 7); el resultado se obtiene en  $\text{cm}^2$ .

La capacidad en tensión se obtiene multiplicando el área de esfuerzo de la parte roscada por la resistencia a la ruptura en tensión del metal. Es muy común utilizar acero tipo VSP 40 que tiene un  $F_y$  bastante alto. Sin embargo, para fines de diseño conviene utilizar el área nominal de la rosca (área de la sección transversal del vástago),  $A_t$ , que varía de 0.70 a 0.79 veces el área de esfuerzo para diámetros comerciales, por lo tanto:

$$T_t = 0.75 \cdot A_t \cdot \sigma_u \dots \text{Ec. 4.8}$$

donde  $T_t$  es la resistencia nominal de la pieza roscada en tensión.

La soldadura que se emplea es también junta a tope (fig. 27 Detalle A) y soldadura de penetración completa tomando en cuenta el material base de menos resistencia para elegir el tipo de soldadura y electrodo a emplearse, la posición de la soldadura también es horizontal y se utiliza respaldo de cobre. Es decir se emplean todas las características de la unión varilla-varilla.

TABLA No. 7

Diámetro	TOTAL		NETA		Núm. de hilos por pulgada (n)
	Diámetro d	Area	Diámetro c	Area	
( mm )	( mm )	( cm <sup>2</sup> )	( mm )	( cm <sup>2</sup> )	
6.35	6.35	0.32	4.72	0.17	20
7.94	7.94	0.49	6.12	0.29	18
9.53	9.53	0.71	7.49	0.44	16
11.11	11.11	0.97	8.79	0.61	14
12.70	12.70	1.27	10.16	0.81	13
14.29	14.29	1.60	11.53	1.04	12
15.88	15.88	1.98	12.88	1.30	11
19.05	19.05	2.85	16.00	2.01	10
22.23	22.23	3.88	18.57	2.71	9
25.40	25.40	5.06	21.28	3.55	8
28.58	28.58	6.41	23.85	4.46	7
31.75	31.75	7.91	27.02	5.73	7
34.93	34.93	9.53	29.44	6.80	6
38.10	38.10	11.39	32.61	8.35	6
41.28	41.28	13.38	35.28	9.77	5 $\frac{1}{2}$
44.45	44.45	15.51	37.85	11.25	5
47.63	47.63	17.81	41.02	13.21	5
50.80	50.80	20.26	43.46	14.83	4 $\frac{1}{2}$

Nota. Los siguientes diámetros es recomendable utilizar 4 hilos por pulgada.

Si se utilizan barras roscadas no es necesario emplear soldadura ya que se tienen tuercas especiales (foto No.2) que se colocan para resistir las tensiones (fig 30).

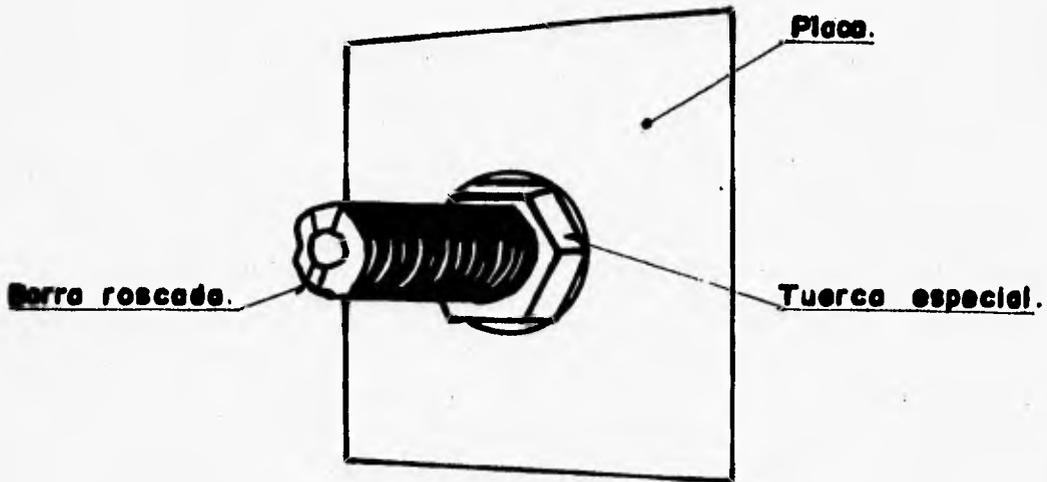
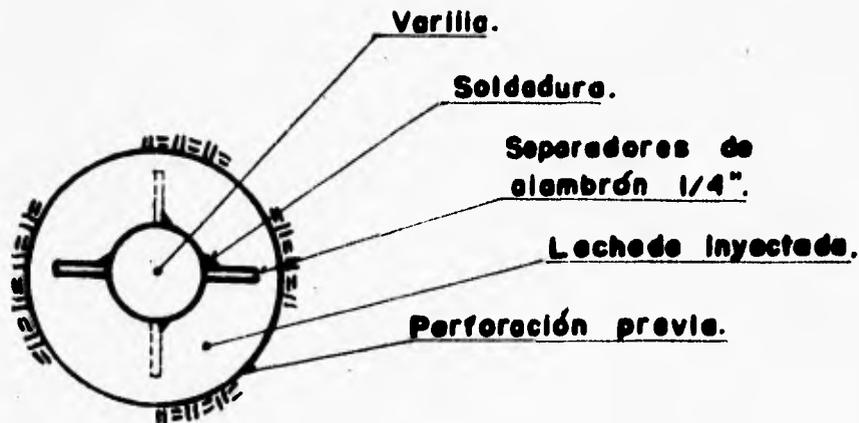


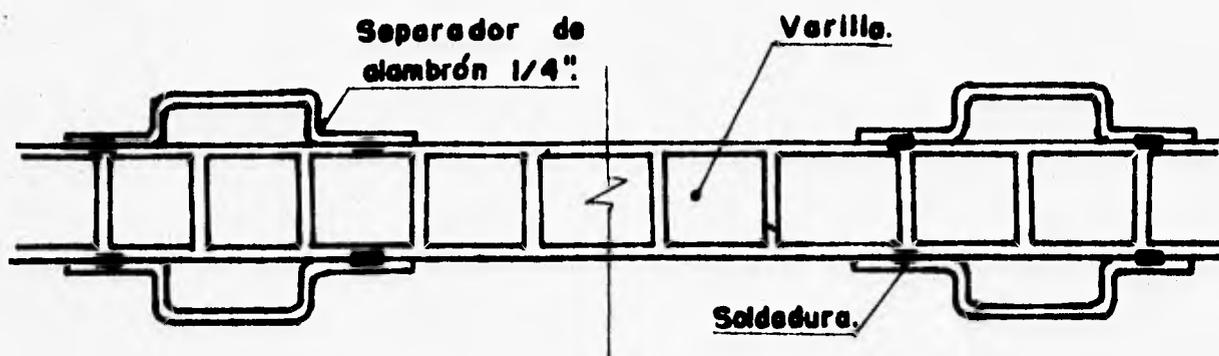
FIG.30 TUERCA ESPECIAL PARA BARRA ROSCADA.

#### IV.2.4 Separadores.

Estos tienen la función de centrar la varilla dentro de la perforación (fig. 13).



Dichos separadores son fabricados con alambrión de  $\frac{1}{4}$ " y colocados únicamente con dos puntos de soldadura.



#### IV.2.5 Mortero o lechada de cemento inyectado.

El concreto es un material artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinados, de cemento, agregados y agua.

El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamados aditivos, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.

Cemento.

Los cementos pueden ser de varias clases y propiedades (Portland, aluminoso, supersulfatado, etc.), siendo el más conocido y empleado el cemento Portland. Con el objeto de diversificar sus aplicaciones se le ha subdividido en cinco tipos diferentes, con un empleo específico claramente definido para cada tipo, en las Normas Nacionales:

Tipo I : de uso general.

Tipo II : de moderado calor de hidratación y resistencia a los sulfatos.

Tipo III: de alta resistencia rápida.

Tipo IV : de bajo calor de hidratación.

Tipo V : de alta resistencia a los sulfatos.

#### Agregados.

Para los agregados inertes del concreto, grava y arena, sólo se requiere normalmente que sean sanos, de buena granulometría y exentos de materia orgánica. Para las anclas no se utiliza grava.

#### Agua.

El agua que interviene en la elaboración de concretos puede teóricamente separarse en dos fracciones: la que ocupa los vacíos en el interior de los agregados o agua de absorción y la que se combina con los cementantes o agua neta. El agua que se le añade al concreto, sólo se le exige que sea limpia y libre de impurezas, tales como aceites, ácidos, materia orgánica, etc.

#### Aditivos.

Los aditivos para concretos se definen como los materiales distintos al agua, los agregados y al cemento, que se usan como ingredientes y que se añaden inmediatamente antes o durante el mezclado, con el objeto de inducir, mejorar, acelerar, o corregir alguna característica de los concretos. Si bien el uso de algunos materiales que ahora se consideran como aditivos es anterior al del cemento, su empleo como tales constituyen una técnica relativamente reciente. La clasificación más aceptada de

los aditivos se basa en el tipo de los materiales que los constituyen y en los efectos que producen.

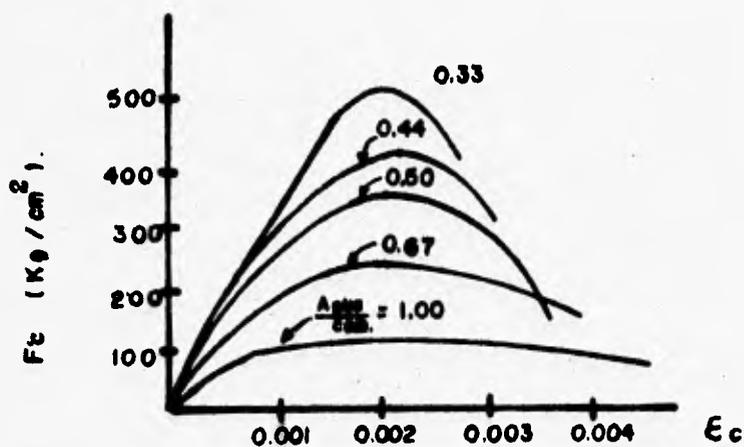
- 1) Acelerantes.
- 2) Retardantes.
- 3) Agentes inclusores de aire.
- 4) Agentes formadores de gas.
- 5) Materiales cementantes.
- 6) Puzolanas.
- 7) Expansores.
- 8) Agentes reductores de la permeabilidad y protectores contra la humedad.
- 9) Agentes para mejorar la trabajabilidad.
- 10) Agentes para rellenos.
- 11) Diversos.

Las puzolanas, además de aparecer en un grupo especial que se refiere a su comportamiento tradicional, podrían considerarse en otros grupos como expansor y agentes reductores de la permeabilidad y los agentes para mejorar la trabajabilidad.

El concreto solo, es decir, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero débil a la tensión, por lo que es necesario emplear el acero de refuerzo.

La resistencia del concreto depende de la relación Agua/Cemento [A/C] : a mayor relación de agua/cemento, menor resistencia. En la gráfica 1 se muestran las curvas de deformaciones correspondientes a distintas relaciones [A/C]. Es conveniente hacer mención que la dosificación del concreto es

parte importante en el diseño de anclas ya que se recomienda una resistencia mínima a la compresión del concreto de  $f'c = 200$  kg/cm<sup>2</sup> .



EFEECTO DE LA RELACION AGUA / CEMENTO.

Se dieron dos proporciones para una misma obra y ambas dieron un  $f'c = 200$  kg/cm<sup>2</sup> como mínimo, en la primera proporción se le puso arena y en la segunda sólo fué cemento y agua (lechada).

1) Primer proporción.

Cemento	100 kg.
Agua	76 lts.
Arena	38 lts.

En volúmenes absolutos.

Cemento	=	$100 / (3.15 \cdot 1000)$	=	$0.0317 \text{ m}^3$
Agua	=	$76 / (1.0 \cdot 1000)$	=	$0.0760 \text{ m}^3$
Arena	=	$38 / (2.64 \cdot 1000)$	=	$0.0144 \text{ m}^3$

Se tiene una relación . Cemento: 1 , Agua : 2.40 y  
 Arena : 0.45 , se coloca Aceracreto.

La inyección promedio es de 6 kg/cm<sup>2</sup> .

2) Segunda proporción.

Cemento            100 kg.

Agua                43 lts.

En volúmenes absolutos.

$$\text{Cemento} = 100 / (3.15 \cdot 1000) = 0.0317 \text{ m}^3$$

$$\text{Agua} = 43 / (1.0 \cdot 1000) = 0.0430 \text{ m}^3$$

Se tiene una relación . Cemento: 1 , Agua : 1.35 , se coloca Aceracreto.

La inyección promedio es de 5 kg/cm<sup>2</sup>.

IV.2.6 Tapón.

El tapón es uno de los dispositivos que ocasionan muchos problemas, ya que debido a lo complicado del subsuelo de la Ciudad de México, es muy difícil colocarlo a longitudes mayores de 5m. En la actualidad se están experimentando con algunos modelos.

IV.2.7 Armadura para distribuir esfuerzos.

Esta es fundamental para distribuir los esfuerzos a lo largo de una línea en la tablestaca. Se calcula como armadura tridimensional, o se puede simplificar dividiéndola en varias armaduras sencillas trabajando en una sola dirección.

FOTO 3 ARMADURA PARA UNIR ANCLAS Y TRANSMITIR ESFUERZOS.

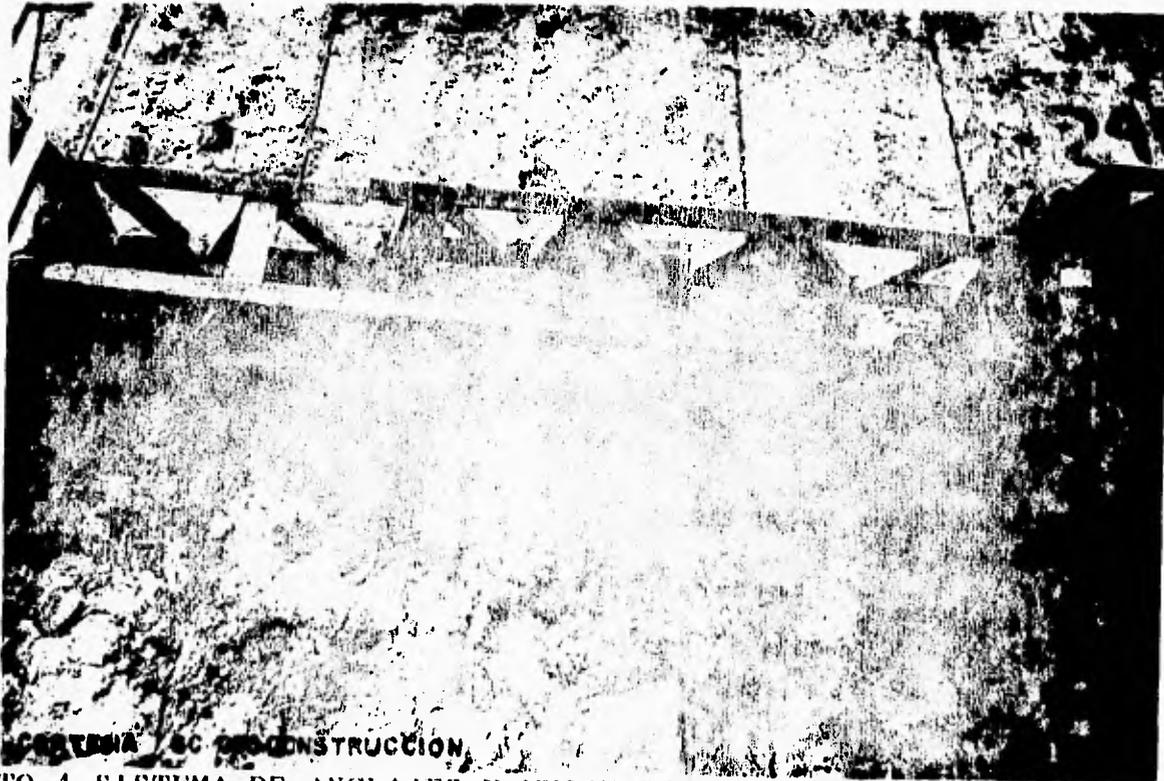
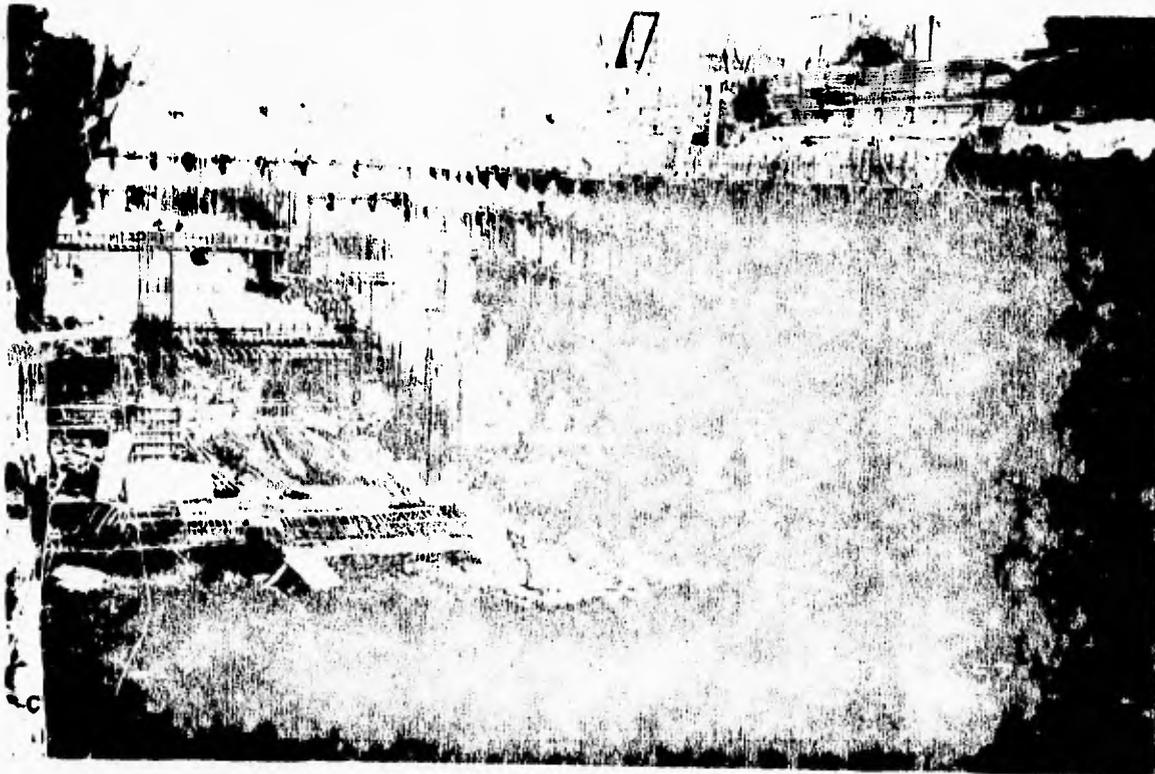


FOTO 4 SISTEMA DE ANCLAJES Y UNION POR MEDIO DE ARMADURAS OBRA WTC de MEXICO.



FALLA DE ORIGEN

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

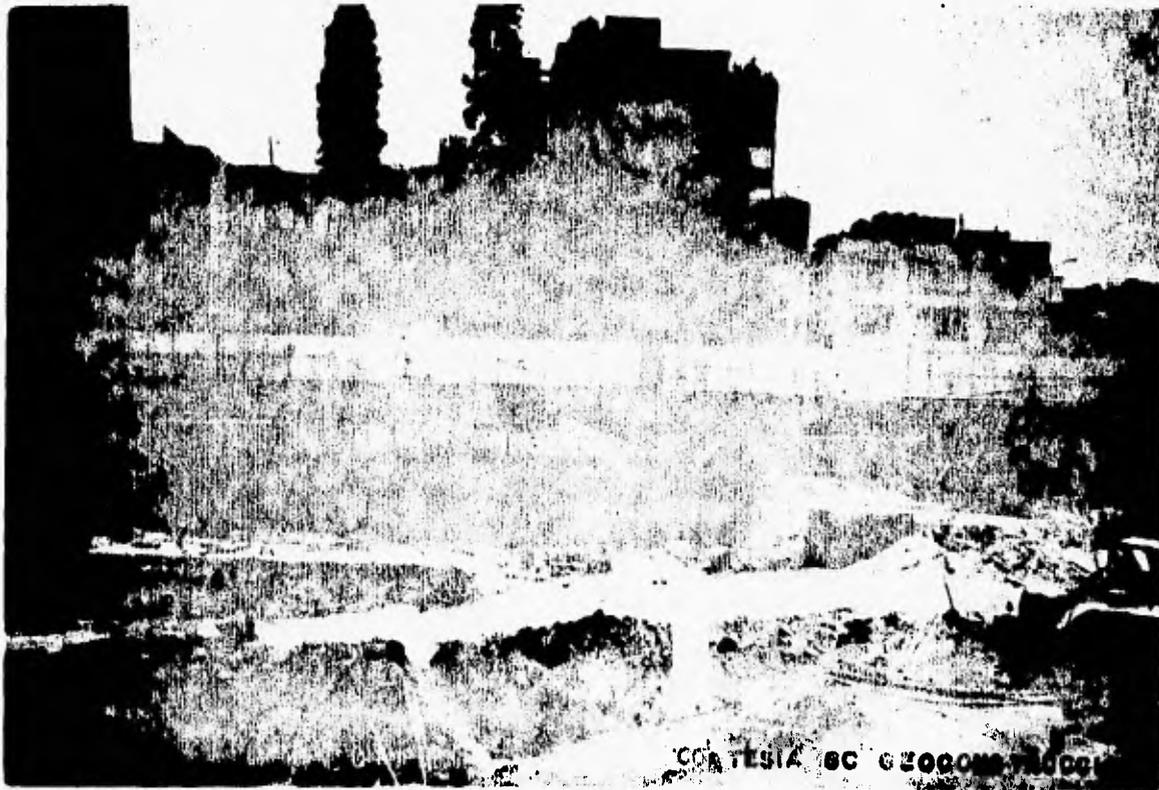


FOTO 5 SISTEMA DE ANCLAJES Y UNION POR MEDIO DE ARMADURAS OBRA RUBEN DARIO "COORPORATIVO"



FOTO 6 SISTEMA DE SUJECION FORMADO POR UNA CUÑA, PLACA Y TUERCA.

#### IV.2.8 Sistema de sujeción.

El sistema de unión de las anclas al tablestacado merece que se le preste una debida atención en el proyecto, no dejando que esta cuestión se resuelva en obra. De las fallas ocurridas por anclajes un alto porcentaje se deben al poco cuidado al diseñarlos y/a los dispositivos de unión ancla-tablestaca y no tanto a la resistencia del anclaje. En la fig.31 se muestran dispositivos de unión, dos para anclajes horizontales, uno para anclajes inclinados y uno para anclajes que podrían girar. En la foto 6 se muestra sistema de unión en el W T C de México.

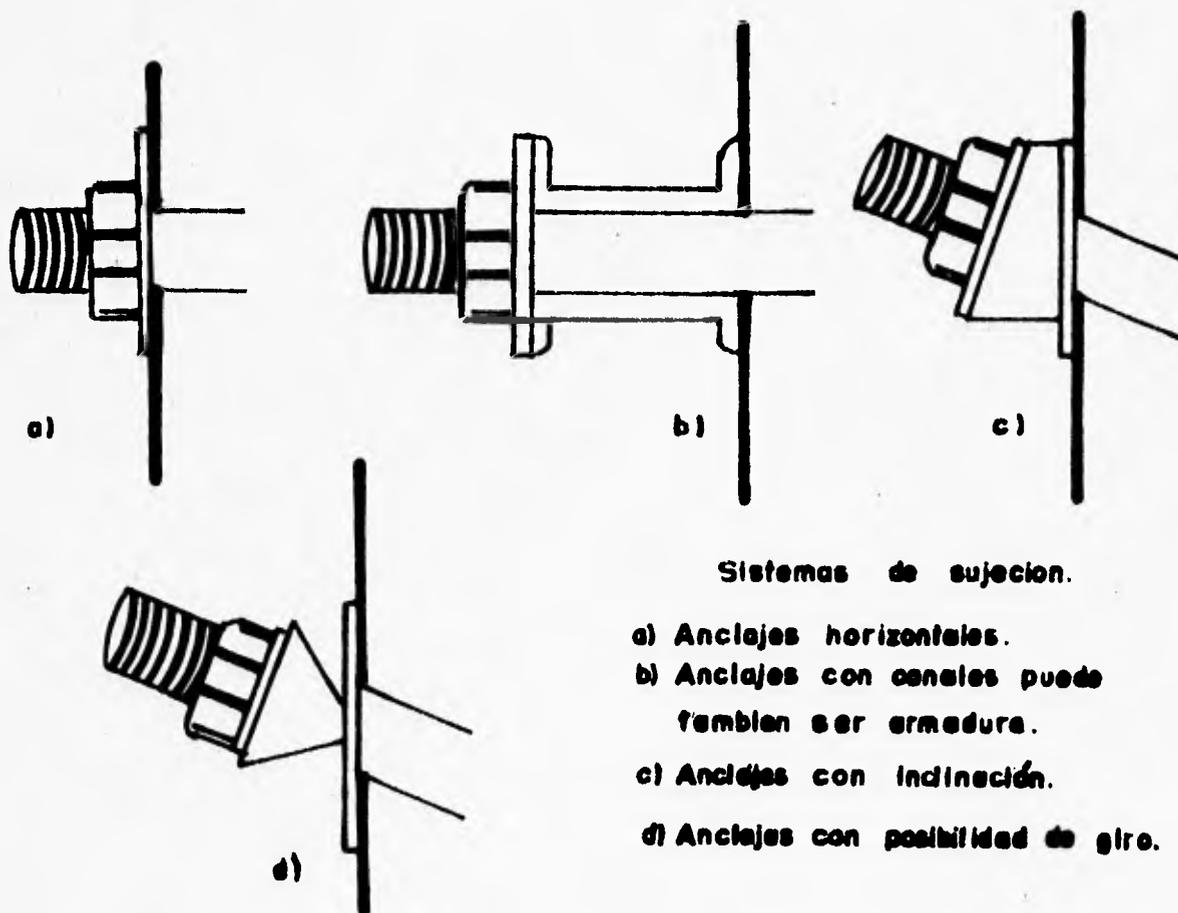
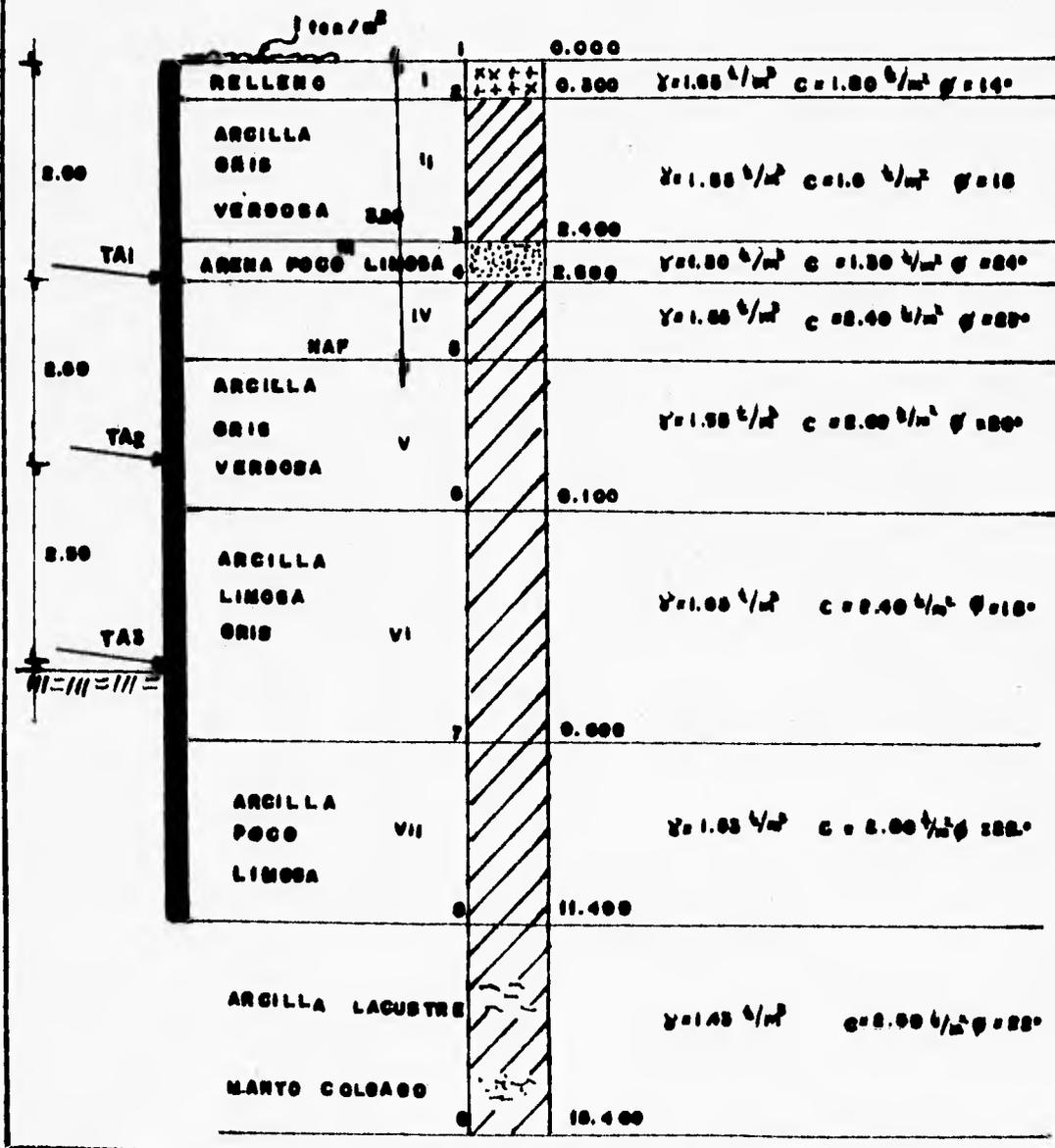


FIG.31 SISTEMAS DE SUJECION PARA DETERMINADOS TIPOS DE ANCLAJES.

El sitio donde se ubica el predio cae dentro de la franja que divide a los suelos de planicie lacustre y de las sierras que rodean al valle ( Lomas de Chapultepec ) caracterizada porque entre las arcillas lacustres se van intercalando capas de suelo limoso o cuerpos de arena fluvial. El predio de interes se localiza dentro de area urbana del valle de México, en la zona de transición, según el manual COVITUR.

Del estudio de mecanica de suelos se obtuvo la siguiente informacion:



A) CALCULO DE LAS FUERZAS ACTUANTES SOBRE LA TABLESTACA.

I. PRESION ACTIVA DE TIERRA DEBIDA AL PESO DEL SUELO DETRAS DE LA TABLESTACA.

En la tabla E-1 representamos presión vertical efectiva para cada estrato utilizando  $pv = \gamma_i \cdot h_i$  ..... ec. 3.1

TABLA E-1

ESTRATO	PROF. ( m )	h ( m )	$\gamma \cdot \gamma'$ ( ton/m <sup>3</sup> )	pv ( ton/m <sup>2</sup> )
I	0.00	0.30	1.65	0.00
	0.30			0.50
II	0.30	2.10	1.55	0.50
	2.40			3.26
III	2.40	0.20	1.30	3.76
	2.60			0.26
IV	2.60	0.60	1.55	4.02
	3.20			0.93
V	3.20	2.90	0.55	4.95
	6.10			1.60
VI	6.10	3.50	0.65	6.55
	9.60			2.28
VII	9.60	1.80	0.53	8.83
	11.40			0.95
( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )

Los resultados de la presión activa  $p_{ha}$ , en cada estrato se muestra en la tabla E-2.

TABLA E-2

ESTRATO	$p_v$ ton/m <sup>2</sup>	$\phi_i$ (°)	$k_a$	$\sqrt{k_a}$	$2c$ ton/m <sup>2</sup>	$p_{ha}$ ton/m <sup>2</sup>
I	0.00	14	0.61	0.78	3.60	-3.60
	0.50					-3.30
II	0.50	18	0.53	0.73	3.20	-2.07
	3.26					-0.35
III	3.76	24	0.42	0.65	2.60	-0.12
	0.26					+0.05
IV	4.02	23	0.44	0.66	4.80	-1.40
	0.93					-0.99
V	4.95	20	0.49	0.70	4.00	-0.37
	1.60					+0.41
VI	6.55	18	0.53	0.73	4.80	-0.03
	2.28					+1.18
VII	8.83	22	0.46	0.67	5.60	+0.22
	0.95					+0.65
(1)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)

donde  $K_a = \tan^2 ( 45^\circ - \phi_i/2 )$  ..... ec. 3.3

Utilizando la ec.

$$p_{ha} = p_v \cdot K_a - 2c \cdot \sqrt{k_a} \dots\dots\dots \text{ec. 3.2}$$

II. PRESION PASIVA DEL SUELO DONDE SE EMPOTRA LA TABLESTACA.

Para el cálculo de la presión pasiva en la parte empotrada de la tablestaca se debe de utilizar el factor de seguridad (FS) de 1.40.

Los valores de la presión vertical para cada estrato se obtiene con la siguiente expresión  $p_v = \gamma_i \cdot h_i$  ..... ec.3.1

TABLA E-3

ESTRATO	PROFUNDIDAD ( m )	h ( m )	$\gamma, \gamma'$ ton/m <sup>2</sup>	pv ton/m <sup>2</sup>
VI	8.10	1.50	0.65	0.00
	9.60			0.98
VII	9.60	1.80	0.53	0.98
	11.40			0.95
( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )	( 5 )

Los valores de la presión pasiva php , en cada estrato se muestran en la tabla E-4.

TABLA E-4

ESTRATO	pv ton/m <sup>2</sup>	$\phi$ ( ° )	ka	$\sqrt{ka}$	2c/FS ton/m <sup>2</sup>	php
VI	0.00	18	1.89	1.38	3.43	-3.45
	0.98					-5.30
VII	0.98	22	2.20	1.48	4.00	-8.08
	0.95					-10.17
( 1 )	( 5 )	( 6 )	( 7 )	( 8 )	( 9 )	( 10 )

donde  $k_p = \tan^2 ( 45^\circ + \phi_i/2 )$  ..... ec. 3.4

Utilizando la ec. 3.5

$$php = pv \cdot k_p + 2c \sqrt{k_p}$$

III. CALCULO DE LA PRESION HIDROSTATICA.

NAF. -3.20 m

hasta el nivel -11.40 m

La presión hidrostática se cálculo mediante:

$$P_{hid} = \gamma_{agua} \cdot z$$

donde z es la diferencia del nivel o punto en el cual se quiere saber la presión y el nivel del NAF.

$$\text{Para } z = 11.40 - 3.20\text{m} = 8.20\text{m}$$

$$P_{hid} = 1 \text{ ton/m}^3 \cdot 8.20\text{m} = 8.20 \text{ ton/m}^2$$

IV. CALCULO DE LA PRESION POR SOBRECARGA.

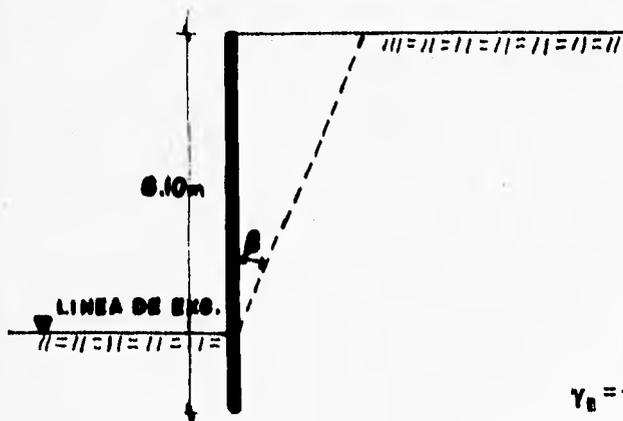
$p_{SC} = k_0 \cdot q$  Donde  $q$  es la sobrecarga uniformemente repartida.

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi_p) \quad \phi_p = \frac{14 + 18 + 24 + 23 + 20 + 18 + 22}{7} = 19.86^\circ$$

$$k_0 = 1 - \text{sen}(19.86^\circ) = 0.66$$

$$p_{SC} = 0.66(1.0 \text{ ton/m}^2) = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

V. PRESION POR SISMO.



$$\phi_p = \frac{14 + 18 + 24 + 23 + 20}{6} = 19.50^\circ$$

$$\Delta\beta = 45^\circ - \phi/2$$

$$\gamma_n = \frac{1.65 + 1.55 + 1.30 + 1.55 + 1.55 + 1.65}{6} = 1.50 \text{ ton/m}^3$$

$$p_{SS} = \tan(45^\circ - \phi_p / 2) \cdot (H) (\gamma_n) \cdot (Cs/2)$$

El coeficiente sísmico se obtiene de artículo 206 del Reglamento de construcciones del D.F, para zona II es de 0.32 .

$$p_{SS} = \tan(45 - 19.50^\circ / 2) \cdot (8.10\text{m})(1.50 \text{ ton/m}^3) \cdot (0.32/2)$$

$$p_{SS} = 1.33 \text{ ton/m}^2$$

TABLA E-5

ESTRATO	PROF	pha	php	pw	psc	pss	pt
I	0.00	-3.60			+0.66	+1.33	-1.61
	0.30	-3.30			+0.66	+1.33	-1.31
II	0.30	-2.07			+0.66	+1.33	-0.08
	2.40	-0.35			+0.66	+1.33	+1.64
III	2.40	-0.12			+0.66	+1.33	+1.87
	2.60	+0.05			+0.66	+1.33	+2.04
IV	2.60	-1.40			+0.66	+1.33	+0.59
	3.20	-0.99			+0.66	+1.33	+1.00
V	3.20	-0.37			+0.66	+1.33	+1.62
	6.10	+0.41		+2.90	+0.66	+1.33	+5.30
VI	6.10	-0.03		+2.90	+0.66	+1.33	+4.86
	8.10	+0.66	-3.43	+4.90	+0.66	+1.33	+4.12
	9.60	+1.18	-5.30	+6.40	+0.66	+1.33	+4.27
VII	9.60	+0.22	-8.08	+6.40	+0.66	+1.33	+0.53
	11.40	+0.65	-10.17	+8.20	+0.66	+1.33	+0.67

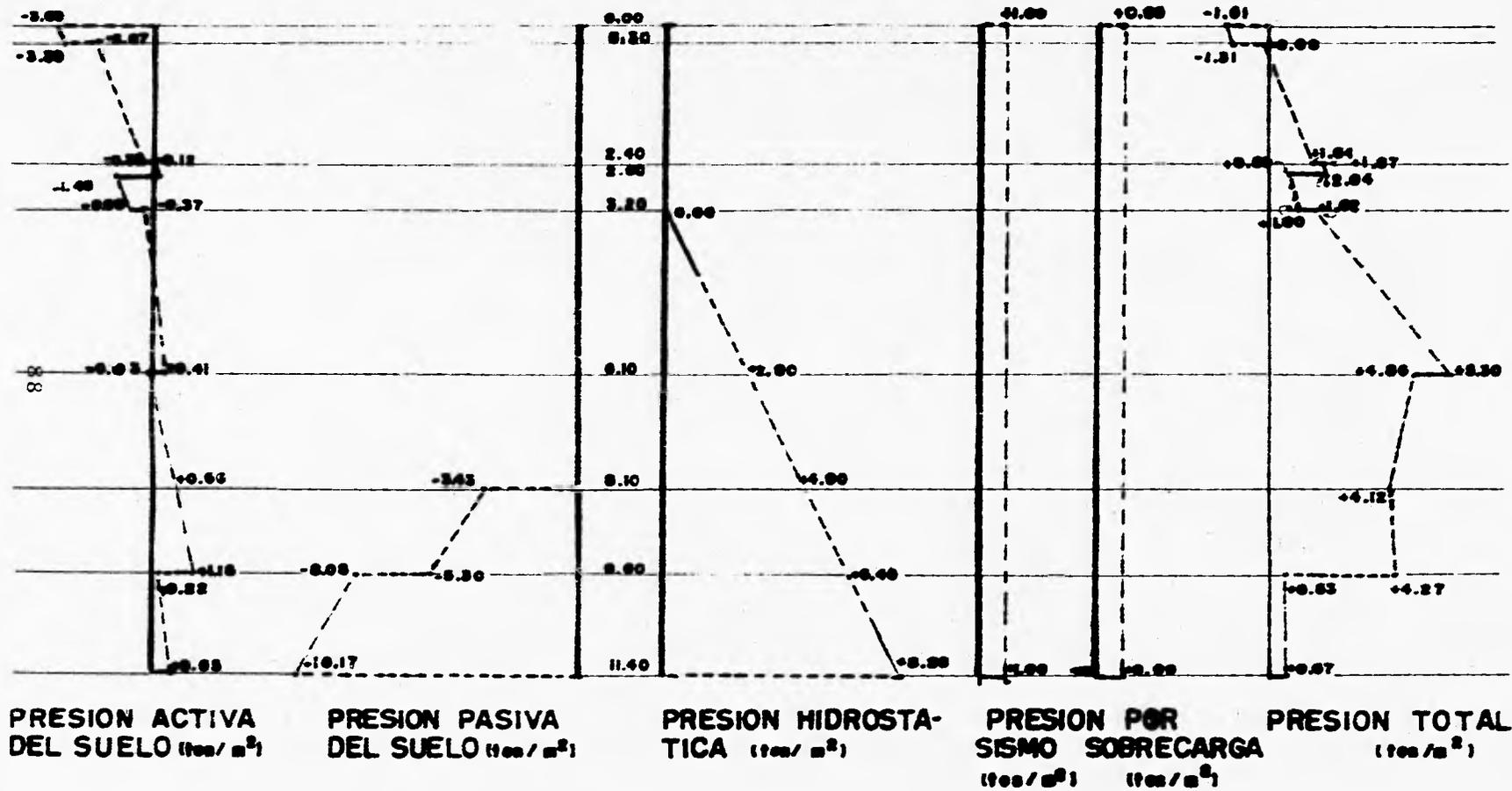
B) CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO "d".

Como primera aproximación para el cálculo de la profundidad de empotramiento del tablestacado se utilizara  $d = 0.40 H$  siendo H la profundidad de excavación. Y además se debe de revisar las siguientes fallas:

- 1.- falla por traslación.
- 2.- falla de fondo por cortante.
- 3.- falla de fondo por subpresión.
- 4.- falla por extrusión. etc.

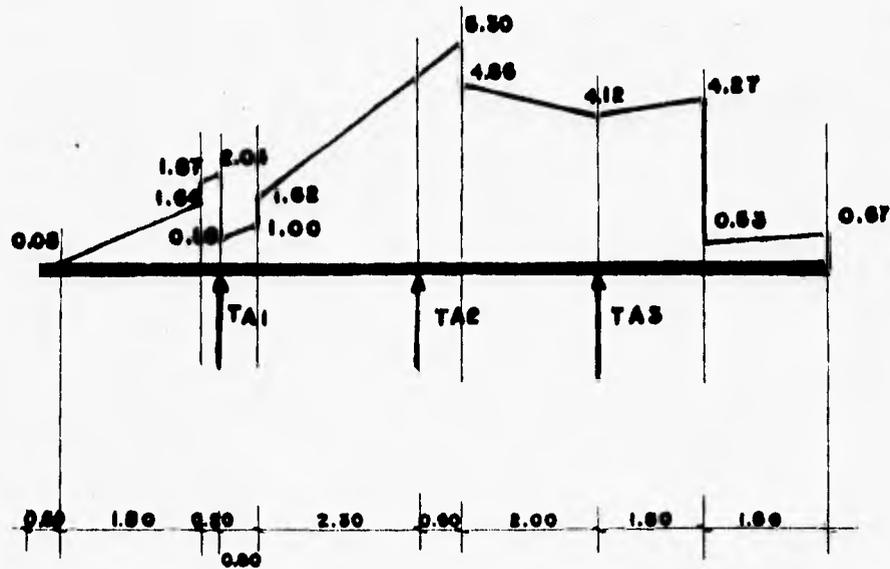
# GRAFICA DE PRESIONES.

PROBLEMA No. 1



C) CALCULO DEL MAXIMO MOMENTO. Se puede obtener como si fuera una viga hiperestatica. Dicho movimiento se utiliza para obtener la cantidad de acero de refuerzo que necesitara la tablestaca. Para este el ejemplo no se obtendra el acero de refuerzo.

D) EL CALCULO DE LAS TENSIONES DE ANCLAJE. Son obtenidas como si fuera una viga hiperestatica. Este inciso esta muy ligado al inciso anterior, y se obtuvieron las siguientes reacciones en lo apoyos.



$$T_{A1} = 4.29 \text{ ton/m}$$

$$T_{A2} = 11.87 \text{ ton/m}$$

$$T_{A3} = 12.60 \text{ ton/m}$$

AL NIVEL DE -2.60 m

(Separación entre anclas c.a.c de 1.50 m)

$$T_{A1} = 4.29 \text{ ton/m} * 1.50\text{m} = 6.44 \text{ ton}$$

Tensión afectada por el factor de seguridad ( FS=1.30).

$$T_{A1} = 6.44 \text{ ton} * 1.30 = 8.37 \text{ ton.}$$

Tensión afectada por el ángulo de inclinación del ancla que es tomado de la inclinación que se obtiene de la zona libre.

$$T_{A1} = 8.37 * 1/\cos(35) = 10.22 \text{ ton.}$$

$$T_{A1} = 11.00 \text{ ton.}$$

AL NIVEL DE - 5.50 m

(Separación entre anclas c.a.c de 1.50 m)

$$T_{A2} = 11.87 \text{ ton/m} * 1.50\text{m} = 17.81 \text{ ton}$$

Tensión afectada por el factor de seguridad ( FS=1.30).

$$T_{A2} = 17.81 \text{ ton} * 1.30 = 23.15 \text{ ton.}$$

Tensión afectada por el ángulo de inclinación del ancla que es tomado de la inclinación que se obtiene de la zona libre.

$$T_{A2} = 23.15 * 1/\cos(35) = 28.26 \text{ ton.}$$

$$T_{A2} = 29.00 \text{ ton.}$$

AL NIVEL DE - 8.00 m

(Separación entre anclas c.a.c de 1.50 m)

$$T_{A3} = 12.60 \text{ ton/m} * 1.50\text{m} = 18.90 \text{ ton}$$

Tensión afectada por el factor de seguridad ( FS=1.30).

$$T_{A3} = 18.90 \text{ ton} * 1.30 = 24.57 \text{ ton}$$

Tensión afectada por el ángulo de inclinación del ancla que es tomado de la inclinación que se obtiene de la zona libre.

$$T_{A3} = 24.57 * 1/\cos(35) = 29.99 \text{ ton.}$$

$$T_{A3} = 30.00 \text{ ton}$$

CALCULO DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN UN ANCLA.

BARRAS DE ACERO.

Para la  $T_{A1} = 11.00$  ton ; esta tensión ya tiene su factor de seguridad y de la tabla No.4 de características de las varillas obtenemos la tensión nominal para una varilla de 1" que es de  $T_a = 13.00$  ton.

$$T_{A1} < T_a \quad \text{por lo que se puede utilizar la varilla de 1"}$$

Para la tensión  $T_{A2} = 29.00$  ton ; esta tensión ya tiene factor de seguridad y de la tabla No.4 obtenemos la tensión nominal para la varilla de  $1\frac{1}{2}$ " que es de  $T_a = 38.60$ ton.

$$T_{A2} < T_a \quad \text{por lo que se puede utilizar la varilla de } 1\frac{1}{2}"$$

Para la  $T_{A3} = 30.00$  ton ; esta tensión ya tiene su factor de seguridad y de la tabla No.4 de características de las varillas obtenemos la tensión nominal para una varilla de  $1\frac{1}{2}$ " que es de  $T_a = 38.60$  ton.

$$T_{A1} < T_a \quad \text{por lo que se puede utilizar la varilla de } 1\frac{1}{2}"$$

1. ZONA DE ANCLAJE.

Utilizando la ec. 4.2. para la longitud de anclaje.

$$Lb_i = \frac{T_{A1} \cdot F_s}{\Pi \cdot c \cdot d} = \frac{11.00 \text{ ton}}{\Pi \cdot 1.60 \cdot 0.152} = 14.40 \text{ m}$$

$$Lb_i = 14.50\text{m}$$

$$Lb_2 = \frac{T_{A2} \cdot Fs}{\Pi \cdot c \cdot d} = \frac{29.00 \text{ ton}}{\Pi \cdot 2.60 \cdot 0.152} = 23.36m$$

$$Lb_2 = 23.50m$$

$$Lb_3 = \frac{T_{A3} \cdot Fs}{\Pi \cdot c \cdot d} = \frac{30.00 \text{ ton}}{\Pi \cdot 2.40 \cdot 0.152} = 26.18m$$

$$Lb_3 = 26.50m$$

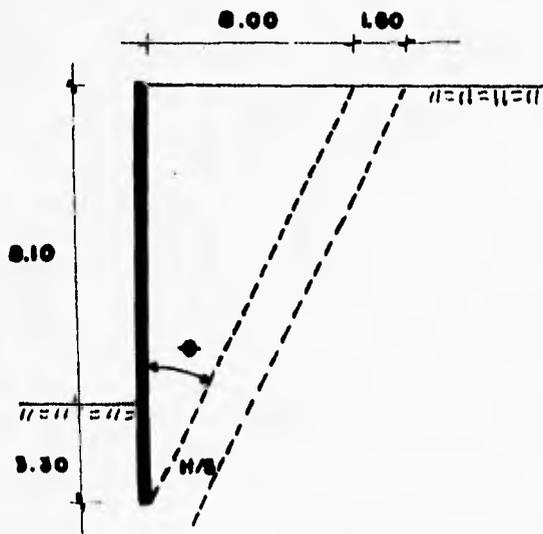
2. ZONA LIBRE:

$$\phi_p = \frac{14 + 18 + 24 + 23 + 20 + 18 + 22}{7} = 19.85^\circ$$

$$\Delta\theta = 45^\circ - \phi_p/2$$

$$\Delta\theta = 45^\circ - 19.85^\circ/2$$

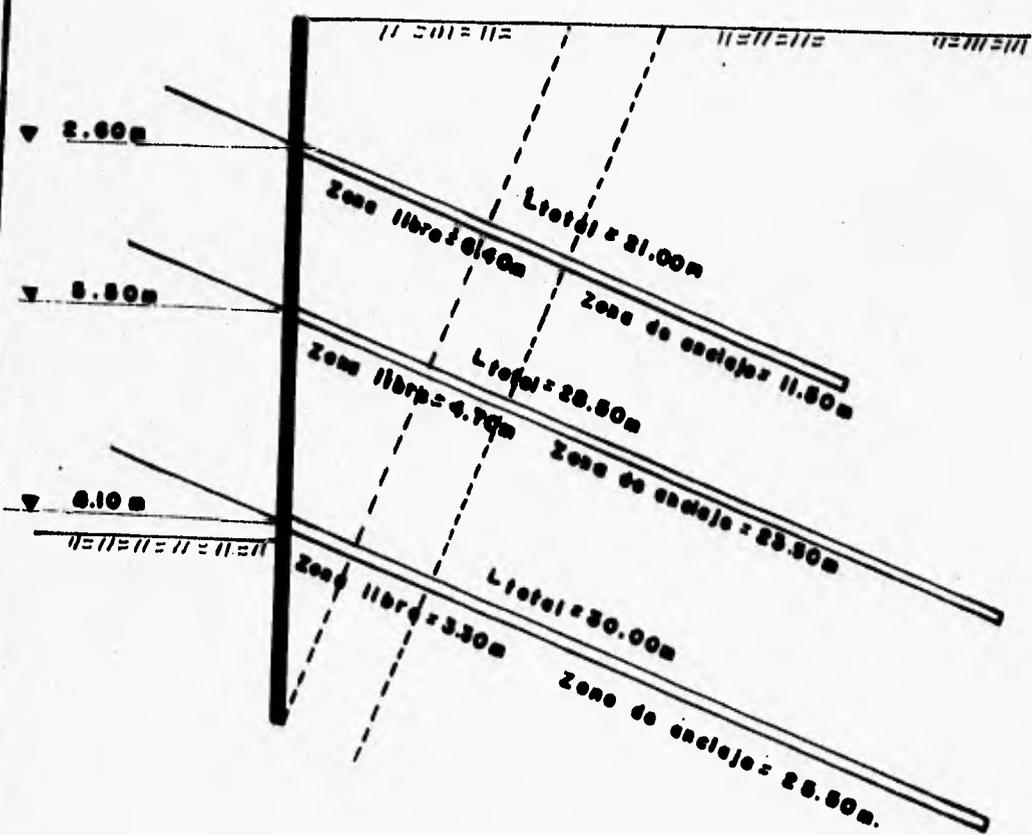
$$\Delta\theta = 35.07^\circ$$



LA ZONA LIBRE LA OBTENEMOS:

$$Z_L = \tan(35.07^\circ)(11.40m) = 8.00m$$

$$H/5 = 8.10m/5 = 1.62m$$



La unión de las varillas se hace con una junta a tope , la soldadura se hace en posición horizontal además de ser de penetración completa y el metal de aportación debe de tener acceso a todo el espesor de la varilla y debe de utilizar el respaldo de cobre.

UNION BARRA DE ACERO CON ESPARRAGO

$$\text{II} \quad 2.4747$$

$$\text{Area de refuerzo} = \frac{\text{II}}{4} \left[ \frac{d}{n} \right]^2 \quad \text{Ec. 4.7}$$

d es el diametro nominal.

n es el numero de hilos se obtiene de la tabla No.7.

el resultado se obtiene en cm<sup>2</sup>.

Para la obtención de la resistencia nominal.

Para T<sub>A1</sub> = 11 ton. para la varilla de 1" Ta = 13 ton.

Utilizando acero VSP 40 con diametro de 1" .

$$\text{II} \quad 2.4747$$

$$\text{Area de refuerzo} = \frac{\text{II}}{4} \left[ \frac{2.54}{8} \right]^2 = 3.91 \text{ cm}^2$$

Para la resistencia nominal:

$$T_{t1} = 0.75 \cdot A_t \cdot \sigma_u$$

Sustituyendo los valores:

$$T_{t1} = 0.75 \cdot 3.91 \text{ cm}^2 \cdot 6500 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{t1} = 19,061.25 \text{ Kg}$$

$$T_{t1} < T_{A1} , Ta \quad \text{SE ACEPTA}$$

Para T<sub>A2</sub> = 29 ton. para la varilla de 1½" Ta = 38.60 ton.

Utilizando acero VSP 40 con diametro de 1½" .

$$\text{II} \quad 2.4747$$

$$\text{Area de refuerzo} = \frac{\text{II}}{4} \left[ \frac{3.81}{6} \right]^2 = 9.066 \text{ cm}^2$$

Para la resistencia nominal:

$$T_{t2} = 0.75 \cdot A_t \cdot \sigma_u \dots\dots\dots \text{ec. 4.8}$$

Sustituyendo los valores:

$$T_{t2} = 0.75 \cdot 9.066 \text{ cm}^2 \cdot 6500 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{t2} = 44,196.75 \text{ Kg}$$

$$T_{t2} < T_{A2} , \text{ Ta SE ACEPTA}$$

Para  $T_{A3} = 30 \text{ ton.}$  para la varilla de  $1\frac{1}{2}''$   $T_a = 38.60 \text{ ton.}$

Utilizando acero VSP 40 con diametro de  $1\frac{1}{2}''$  .

$$\Pi \quad 2.4747$$

$$\text{Area de refuerzo} = \frac{\Pi}{4} [3.81 - \frac{\Pi}{6}]^2 = 9.066 \text{ cm}^2$$

Para la resistencia nominal:

$$T_{t3} = 0.75 \cdot A_t \cdot \sigma_u$$

Sustituyendo los valores:

$$T_{t3} = 0.75 \cdot 9.066 \text{ cm}^2 \cdot 6500 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{t3} = 44,196.75 \text{ Kg}$$

$$T_{t3} < T_{A3} , \text{ Ta SE ACEPTA}$$

#### REFERENCIAS

- 1 Instituto de Ingeniería, (julio 1993). " Comentarlos, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas D.D.F " vol. II, publicación en el Instituto de Ingeniería. pp 904 - 954 .
- 2 Manual of Steel Construction. (1986). "LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN", AISC , Editorial American Book Store. pp 5-166 - 5-196 .
- 3 Oscar M. González Cuevas y Francisco Robles P.-V, (1989) " Editorial Limusa. pp 13-46 .

## V PRUEBAS DE TENSION.

Una prueba de tensión es aquella que verifica el comportamiento del ancla.

Las pruebas de tensión se pueden hacer principalmente en dos etapas:

- 1.- Durante la aceptación del ancla.
- 2.- Durante la construcción del sistema de anclas.

Al realizar pruebas de tensión a las anclas se determinan los factores de seguridad reales y se verifica el cumplimiento de las condiciones de servicio de dichos elementos.

Estas pruebas nos dan también información sobre el verdadero comportamiento de las anclas y es relativamente común encontrar que algunas incrementan su tensión y es primordial el encontrar la razón de ese cambio y llevar su historial ( de incrementos o decrementos de carga ) de comportamiento.

Es un gran error en el diseño de sistemas de anclajes la aceptación total de los resultados obtenidos por la teoría, ya que esto puede ocasionar la falla total o parcial de la obra o en el mejor de los casos un alto costo. Debido a esto es necesario verificar con pruebas de tensión la capacidad efectiva de las anclas instaladas.

Existen muchos autores que creen firmemente que los resultados obtenidos de una prueba de tensión, permiten definir el comportamiento del conjunto de las anclas y el control de calidad recomendable para una obra determinada. Existen algunos

pasos básicos de prueba y control que son recomendados:

- 1.- Precontrato para la prueba piloto del ancla.
- 2.- Prueba de aceptación del ancla.
- 3.- Selección de la maquinaria para instalar las anclas.
- 4.- Pruebas especiales en las anclas.
- 5.- Pruebas a las anclas, suelo-estructura-sistema.

La aplicación de tensiones a las anclas se efectúa mediante cilindros hidráulicos o bien con llave dinamométrica, para algunas barras que disponen de rosca. La acción se puede ejercer, según sea el caso, directamente sobre armadura o placas. El ancla se debe de tensar con mucho cuidado, es decir, no maltratando la cuerda, para poder efectuar algún retensado o prueba de tensión.

El comportamiento de los anclajes, cuando se le aplica una fuerza de tensión sobre la armadura o placa, depende del tipo de apoyo y de las características de rigidez de la armadura y del terreno.

Una vez concluida la prueba se puede seleccionar el tipo de ancla a utilizar, las características, presentación y fijar las condiciones de servicio. Desafortunadamente todos los parámetros encontrados y los problemas que se llegan a presentar, los cuales influyen en la conducta de las anclas muy pocas veces son publicados.

#### V.1 TIPOS DE APLICACION DE TENSION A UN ANCLA.

Existen dos formas de aplicar tensión a las varillas o barras roscadas que son:

- 1.- De momento.(fig.32.a)
- 2.- Empuje directo con un cilindro hidráulico.(fig.31.b)

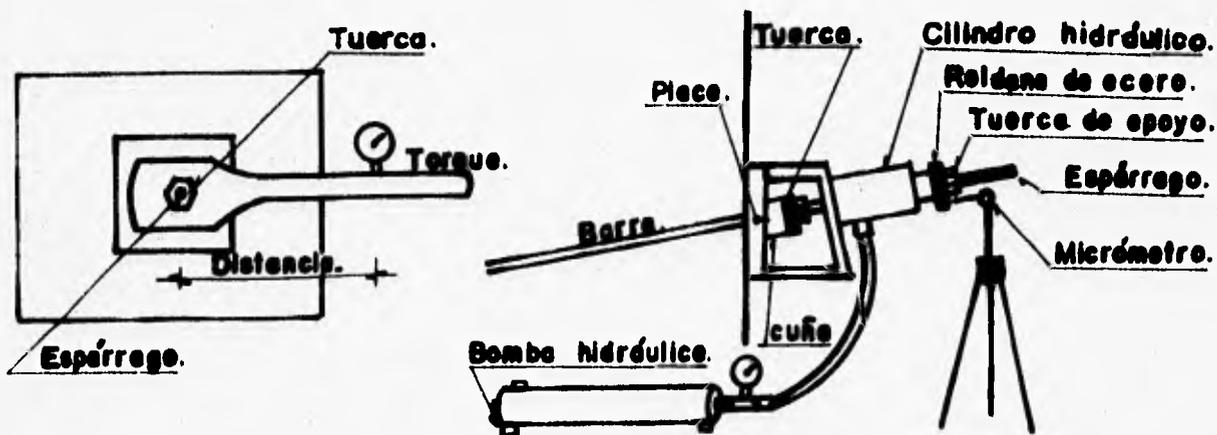
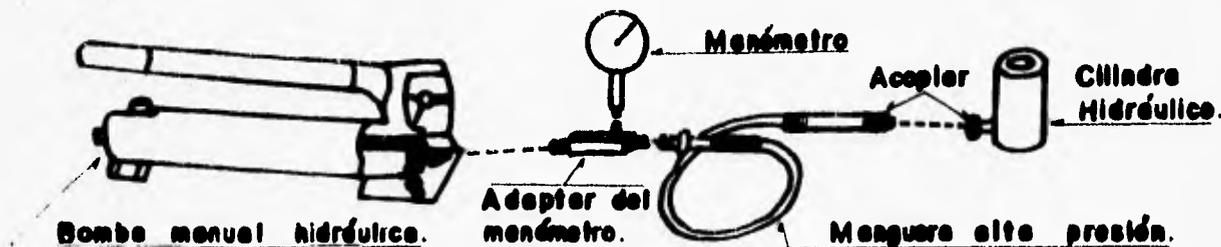


FIG. 32 FORMAS DE APLICAR TENSIONES.

En este trabajo únicamente se hablará del empuje directo que produce un cilindro hidráulico para la aplicación de tensiones, Oya que es el método más seguro y más utilizado. Empezamos con describir el sistema de aplicación de tensión de empuje directo con un embolo.

V.2 Descripción del sistema.

El sistema de aplicación de la carga de tensión se puede resumir en el esquema que a continuación se ilustra.



COMO SE ACCIONA HIDRAULICAMENTE EL CILINDRO CON UNA BOMBA MANUAL.

A continuación describiremos las partes más importantes del sistema de aplicación de carga de tensión.

1.- Bomba hidráulica manual.(fig.33)

Es un dispositivo que trabaja con aceite hidráulico y accionado por medios mecánicos. Existen diferentes tipos y capacidades.



FIG. 33 BOMBA HIDRAULICA.

2.- Manómetros.(Foto 7)

Es un dispositivo para medir presiones.



FOTO 7 MANOMETRO.

3.- Cilindro hidráulico.(fig.34)

Es un dispositivo que está diseñado con un pistón hueco, de manera que pueda pasar una barra a través del

cilindro, este pistón se acciona con una bomba de mano que están unidos por medio de una manguera de alta presión.

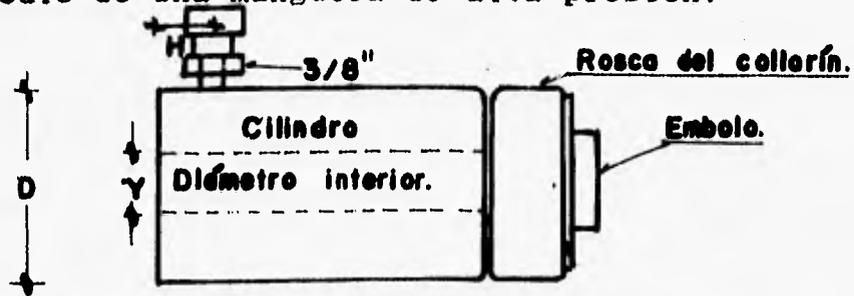


FIG.34 ESQUEMA DEL CILINDRO HIDRAULICO.

A continuación se darán algunas características de algunos cilindros hidráulicos tabla No.8.

TABLA No.8

Modelo	Capacidad cilindro (Ton)	Carrera (in)	Area Efectiva (in <sup>2</sup> )	Diámetro Nece (in)	Peso (lb)
RCH-120	12	5/16	2.76	11/16	3.2
RCH-121	12	1 3/8	2.76	3/4	6.2
RCH-1211	12	1 5/8	2.76	11/16	6.2
RCH-123	12	3	2.76	3/4	9.8
RCH-202	20	2	4.70	1 1/16	17
RCH-302	30	2 1/2	7.22	1 5/16	24
RCH-306	30	6	7.22	1 5/16	43
RCH-603	60	3	13.25	2 1/8	62
RCH-606	60	6	13.25	2 1/8	78
RCH-1003	100	3	20.60	3 1/16	150

### **V.3 PRUEBAS DE TENSION.**

Para que una prueba de tensión sea reconocida como aceptable, se necesitan dos puntos importantes:

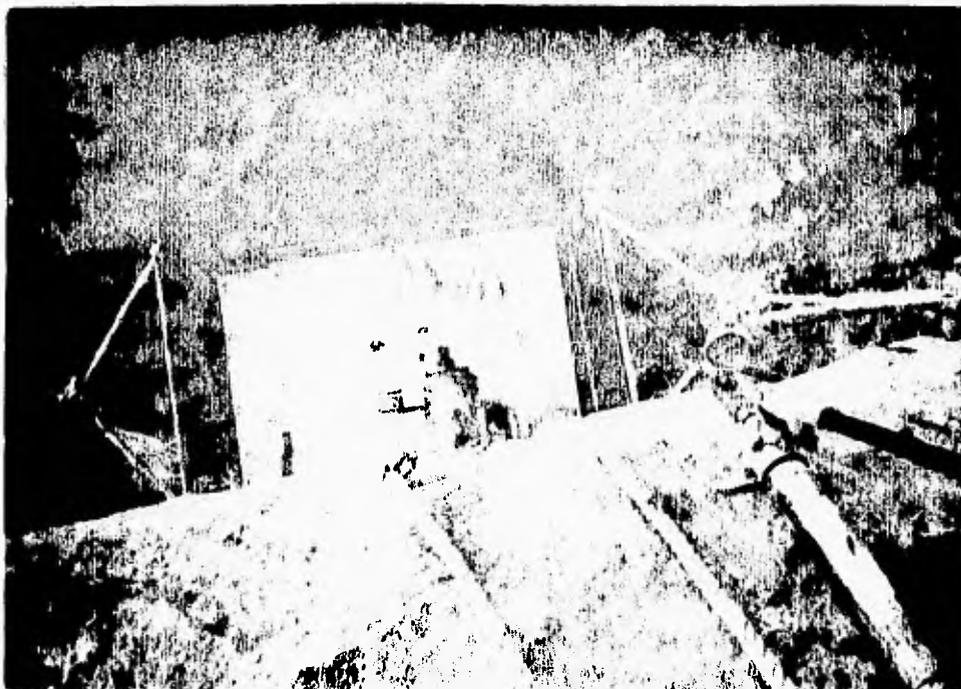
1.- Calibración del cilindro-bomba hidráulica. Este trabajo lo realiza una empresa acreditada para poder hacer una calibración de equipos ( CFE, LANCO, etc ). En la tabla No. 9, se muestra un ejemplo de calibración elaborada por la Comisión Federal de Electricidad (CFE). En la gráfica No.2 se presentan los datos obtenidos. Estos son entregados con una carta en hoja membretada, sello y firma de la dependencia.

2.- Ejecución de la prueba.

La prueba se hace con incrementos de cargas constantes. El tiempo que debe transcurrir entre incrementos de carga es de 1 minuto, manteniendo durante 5 minutos la carga máxima. La descarga se hará con el doble del incremento con que fué cargado, midiendo la recuperación de la deformación. En caso de que el ancla tenga relajación en la carga se tiene que aplicar como mínimo la carga de diseño ( completar la carga ).

La carga de aplicación es de 1.3 veces la carga de diseño.

FOTO 8



En la foto No.8 se puede apreciar el micrómetro , bomba y el manómetro ya instalados para empezar la prueba en un ancla. Es importante que la supervisión o bien las personas que analizaron las anclas estén presentes para poder verificar el cumplimiento de la prueba.(foto 9 el micrómetro ya instalado)

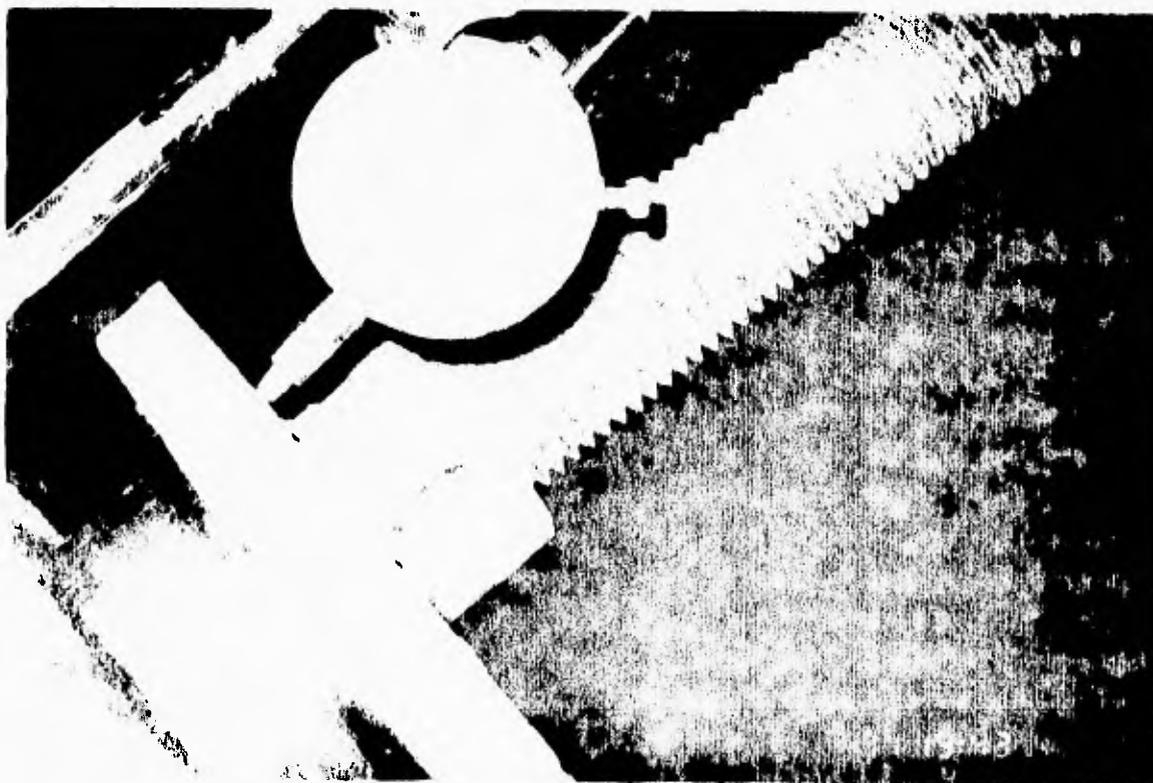


FOTO 9 INSTALACION DE MICROMETRO.

CALIBRACION GATO MODELO: RCH- 603 CLAVE INV. S/C

CON MANOMETRO (S) MARCA. METRON

RANGO. 0 - 700 kg/cm<sup>2</sup> CLAVE DE IDENTIFICACION. S/C

BOMBA HIDRAULICA MOD. P - 80

MCA. BLACK HAWK SERIE. \_\_\_\_\_ CAP. 1000 lb

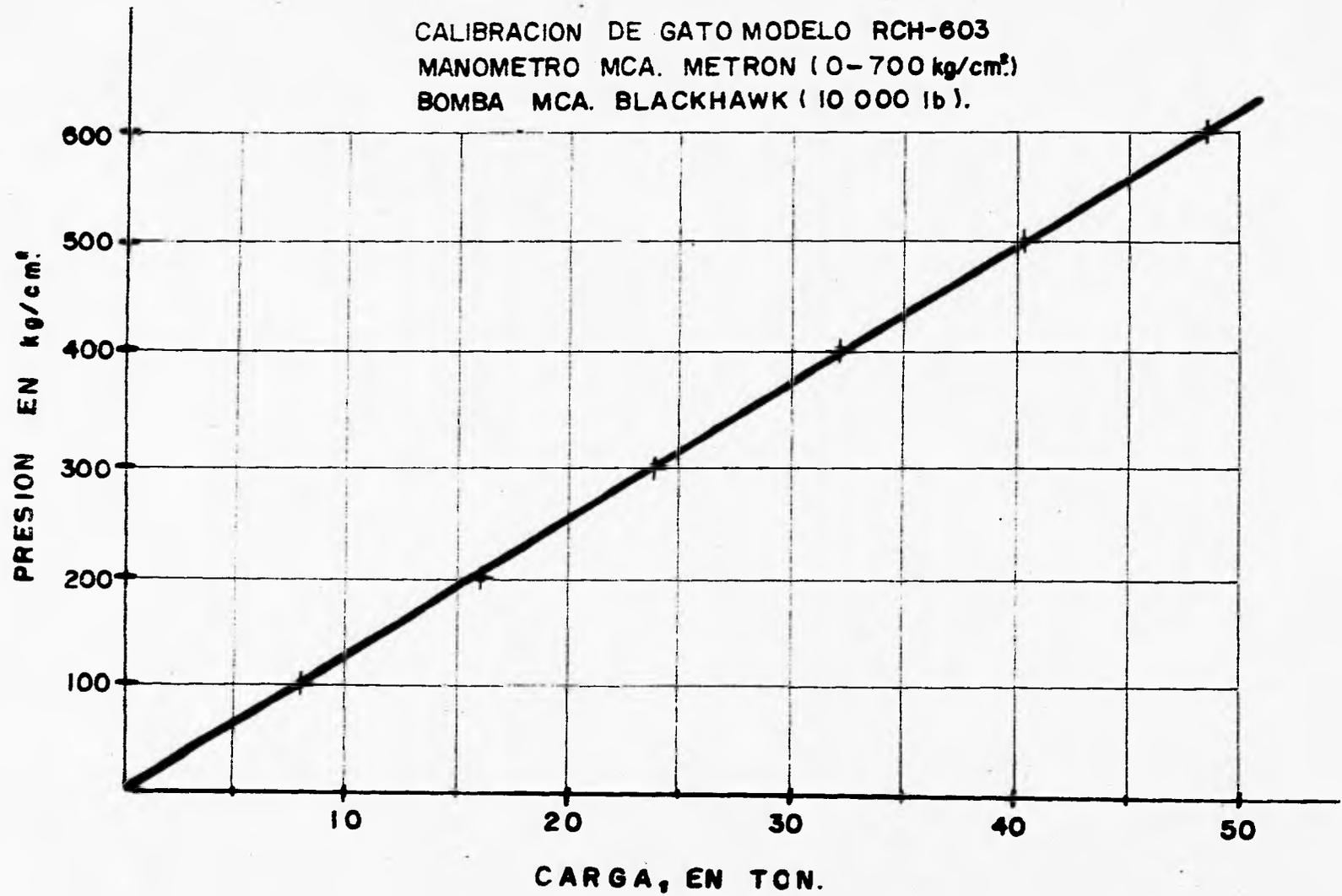
No DE INV. S/N FECHA. DIC/92 OPERADOR(S) G.A.A

TABLA No. 9

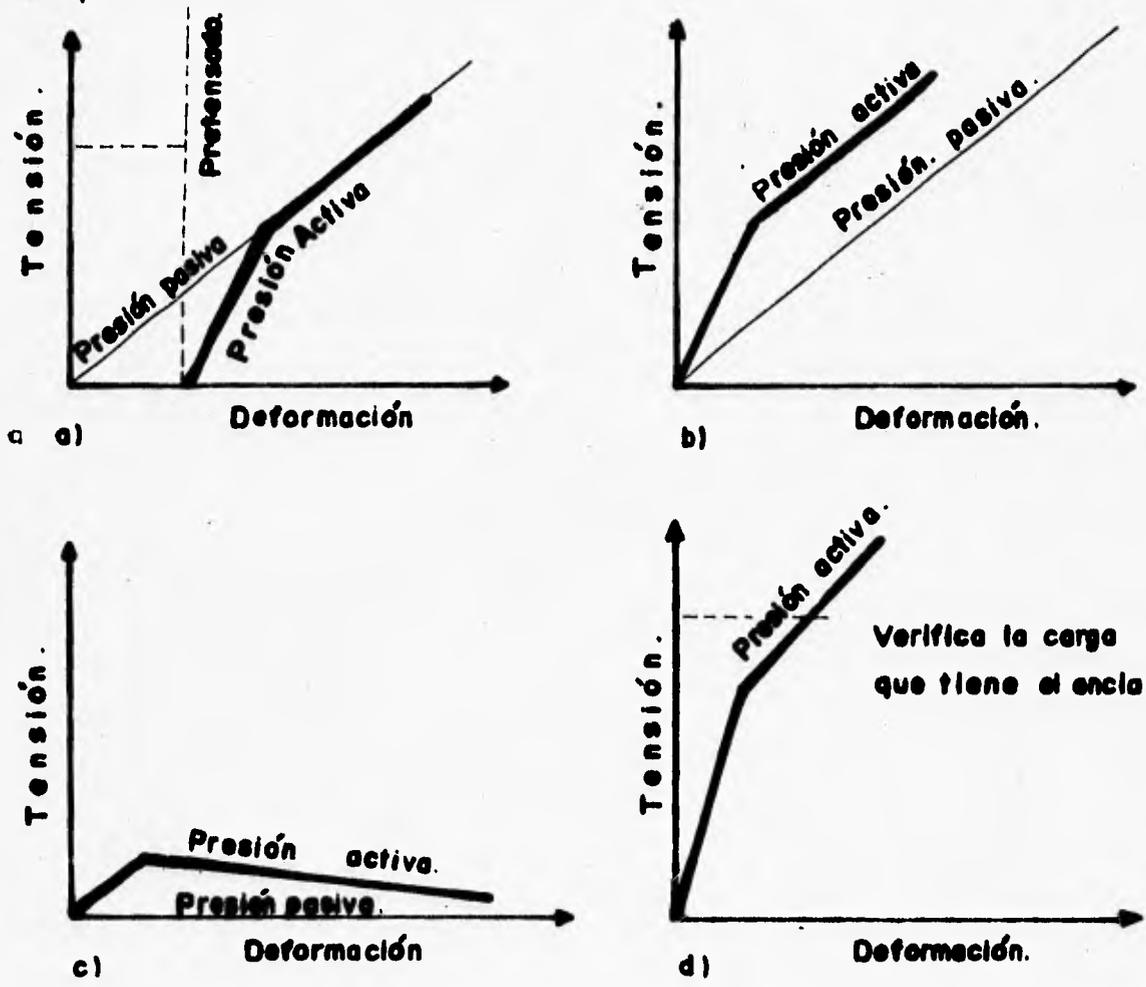
PRESION EN (kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA EN (Ton)	CARGA EN (Ton)	CARGA EN (Ton)	PROMEDIO EN (Ton)	OBSERVACIONES
20	1.15	1.10	1.10	1.10	
40	2.80	2.80	2.80	2.80	
60	4.40	4.40	4.40	4.40	
80	6.20	6.20	6.20	6.20	
100	7.60	7.60	7.70	7.60	
150	11.80	11.80	11.80	11.80	
200	16.00	16.00	16.00	16.00	
250	20.00	20.00	20.00	20.00	
300	24.00	24.20	24.20	24.20	
350	28.00	28.00	28.00	28.00	
400	32.50	32.20	32.20	32.20	
450	36.40	36.40	36.30	36.40	
500	*	40.30	40.30	40.30	* Estas lecturas no fué posible tomarlas por tener fuga la bomba y el porta manómetro
550	*	44.40	44.40	44.40	
600	*	48.50	48.50	48.50	

**GRAFICA No. 2**  
**PRESION vs CARGA.**

CALIBRACION DE GATO MODELO RCH-603  
MANOMETRO MCA. METRON (0-700 kg/cm<sup>2</sup>)  
BOMBA MCA. BLACKHAWK (10 000 lb).



V.4 En el comportamiento de los anclajes en las pruebas de tensiones se tienen cuatro tipos principales (Gráfica No.3).



GRAFICA No.3 COMPORTAMIENTO ESQUEMATICO DE UN ANCLA.

En la gráfica No. 3.a , se muestra el pretensado que debe de aplicarse a una prueba de ancla ( cuando a ésta se le aplica tensión por primera vez ). En esta etapa no se debe de instalar el micrómetro, puesto que es el acomodo de todos los elementos del ancla. En el momento que empieza a marcar el manómetro, se debe colocar el micrómetro y empezar la prueba.

En la gráfica No. 3.b , se representa un ancla que se pretensó; comportamiento característico de un ancla que está funcionando correctamente.

En la gráfica No. 3.c , se muestra un comportamiento típico de un ancla que falló, es decir, no cumple con las características de seguridad para la que fué diseñada. La falla se puede presentar si la placa se incrusta en el suelo (foto 10).



**FOTO 10 REPRESENTA LA FALLA DE INCRUSTACION DE PLACA.**

En la gráfica No. 3.d , se muestra una prueba de carga en un ancla que ya tiene tensión, la cual permite comprobar que se le aplicó la carga correspondiente a la de diseño.

En la gráfica No.4 , se observa el comportamiento de un ancla en talud en zona I (Santa Fé).

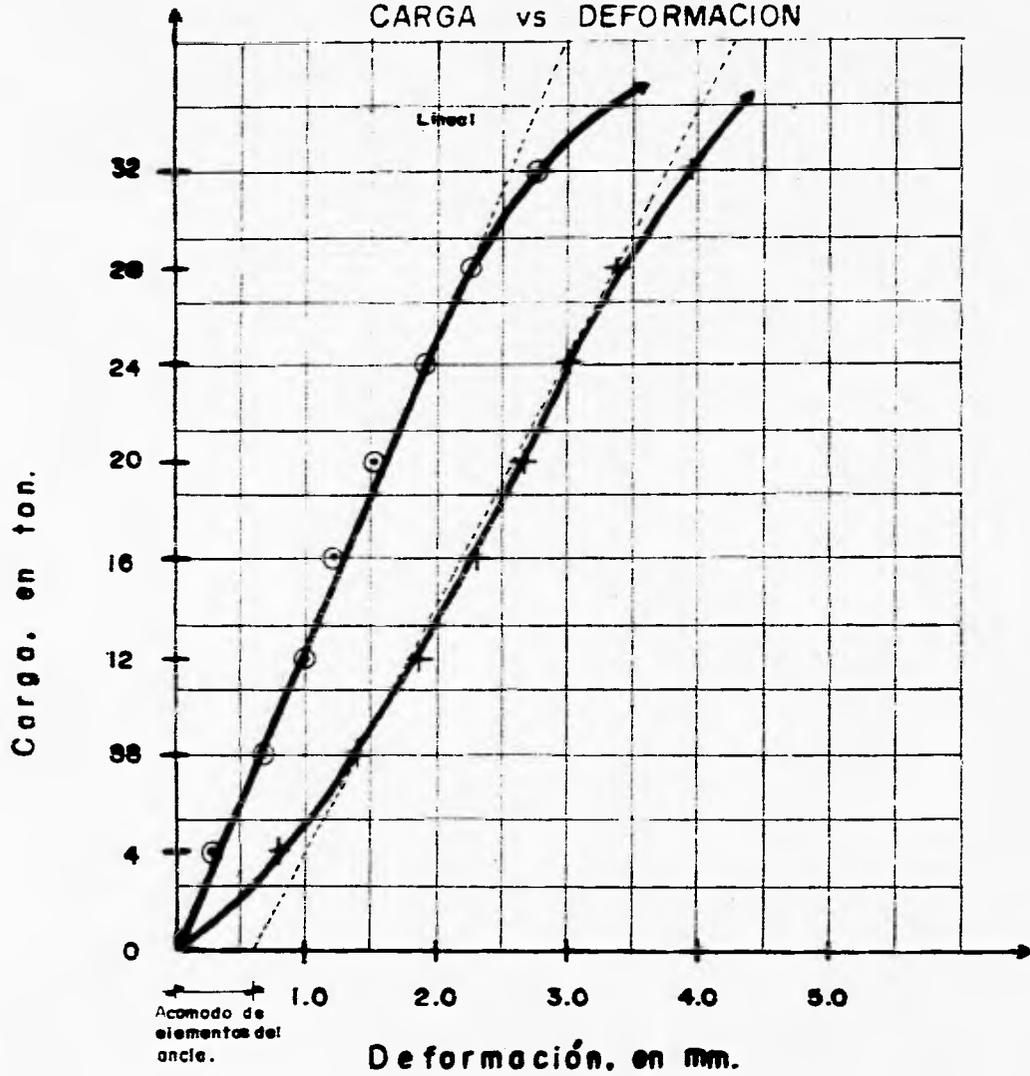
En la gráfica No.5 , se observa el comportamiento de un ancla en talud (Relleno) en zona I (Santa Fé).

En la gráfica No 6 , se observa el comportamiento de un ancla en zona II (WTC de México).

En la gráfica No 7 , se observa el comportamiento de un ancla en zona II (Rubén Darío).

### GRAFICA No.4

CARGA vs DEFORMACION



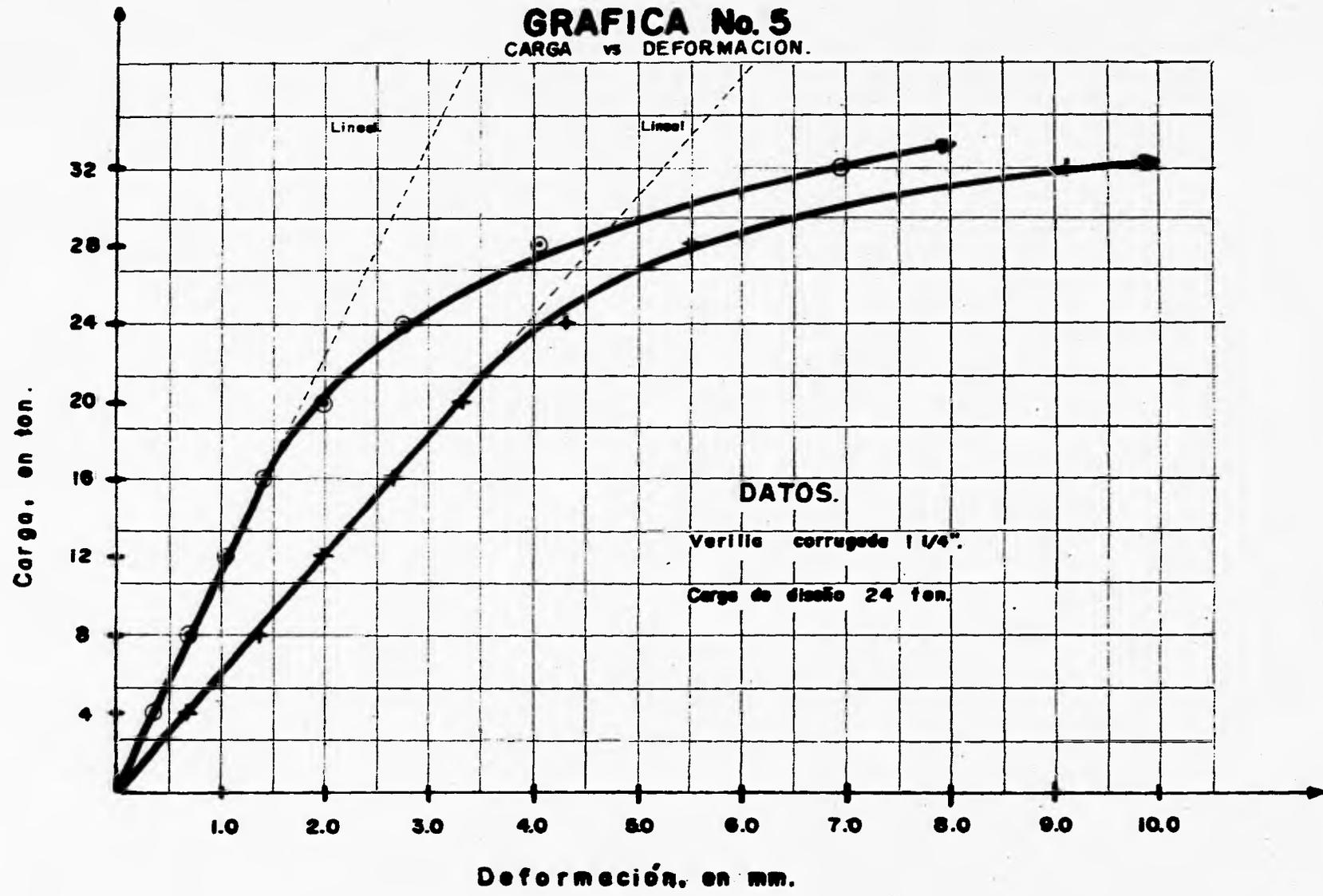
#### DATOS.

Varilla cargada de 1 1/4".

Carga de diseño 24. ton.

◆ 1er Tensado.    ● 2do Tensado.

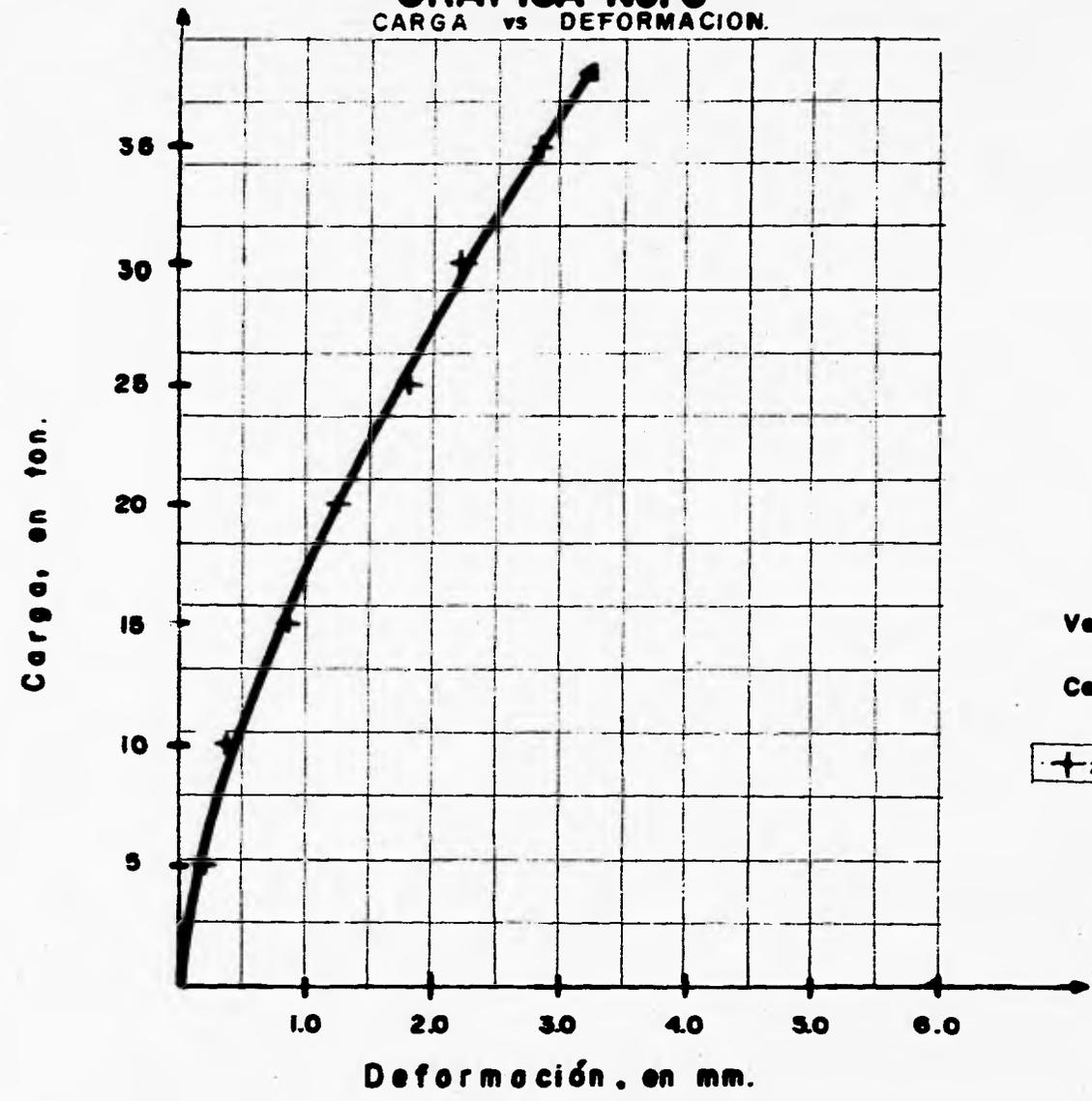
### GRAFICA No. 5 CARGA vs DEFORMACION.



✦ 1er Tensado      ⊙ 2do Tensado.

### GRAFICA No. 6

CARGA vs DEFORMACION.



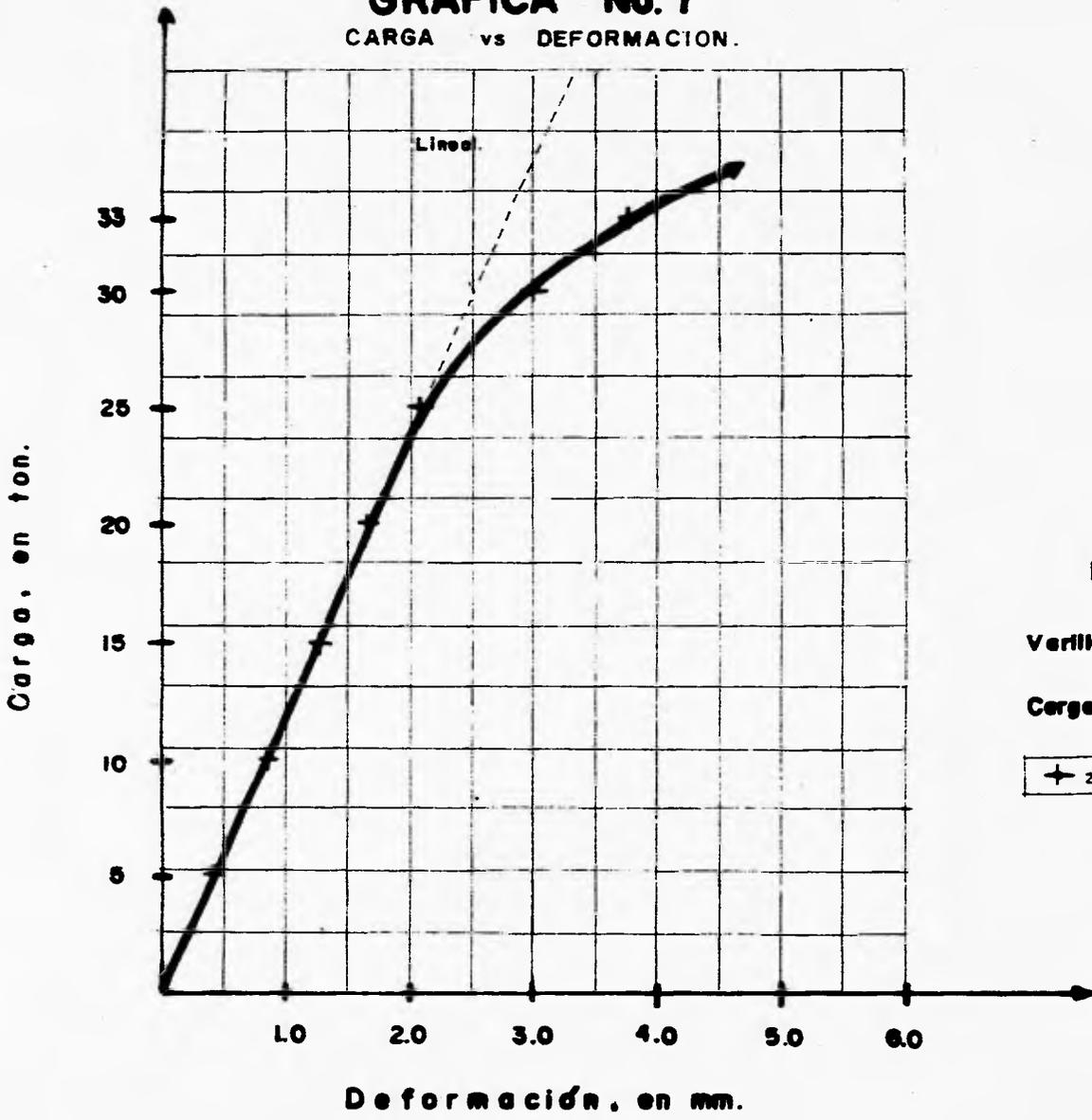
#### DATOS.

Varilla corrugada 1 1/4"  
Carga de diseño 35 ton.

✦ 2do Tomado

### GRAFICA No. 7

CARGA vs DEFORMACION.



#### DATOS.

Verilla corrugada 1 1/4"

Carga de diseño 33 ton.

✦ 2do Tensado

## VI CONCLUSIONES

En este trabajo se describen los principales tipos de anclas que se han utilizado en México. Uno de los principales objetivos de esta tesis es el de servir de ayuda a cualquier persona que este relacionada con la fabricación de anclas y principalmente para los residentes de obra que tienen a su cargo proyectos con sistemas de anclajes. 1) En las obras de ingeniería civil donde se requieren hacer excavaciones, los sistemas de anclajes permiten construir de manera más rápida, evitando las obstrucciones que generan los sistemas de soporte tradicionales. 2) Las tablestacas ancladas son una posibilidad de estabilización en trabajos de excavación sin evitar del todo movimientos en la superficie del terreno adyacente.

3) Los anclajes que podemos encontrar son:

- Anclajes pasivos. Son aquellos que van tomando carga uniforme conforme se desarrollan movimientos del terreno. Se pueden utilizar en taludes más o menos estables.
- Anclajes activos. Son aquellos que se les aplica una cierta tensión para contener algún tipo de terreno.
- Anclajes mixtos. Son aquellos que se les aplican tensiones iniciales y posteriormente se va recibiendo al resto de la carga conforme se pasa del estado pasivo al activo.

4) Dentro de los anclajes activos tenemos dos tipo que son:

- Provisionales.
- Permanentes.

5) Existen diferentes métodos para el cálculo de los empujes activos y pasivos que actúan sobre la tablestaca anclada y que pueden variar de manera importante de un método a otro.

6) Para cumplir con la estabilidad de las tablestacas ancladas se deben de analizar:

- La estabilidad considerando falla por translación.
- La falla de fondo por cortante.
- La falla de fondo por subpresión.
- La falla por extrusión.
- La falla de empotramiento de la tablestaca.
- etc.

7) La profundidad del empotramiento es recomendable incrementarlo un 20% más del calculado originalmente, para poder tomar en cuenta alguna variable que no se hubiera tomado en cuenta.

8) Si por diferentes motivos el análisis de la tablestaca no es el adecuado se debe de modificar con la experiencia el número de anclas y/o bien la carga de tensión.

9) Las anclas se pueden calcular como un pilote de fricción.

10) Las anclas deben de tener una zona libre para poder ejercer la tensión fuera de la cuña de falla.

11) Es recomendable llenar la perforación que nos queda en la zona libre con un material que no tenga adherencia con la varilla.

12) La supervisión debe de exigir pruebas de laboratorio a varillas, espárragos y soldaduras, además de pruebas a cilindros de concreto de la lechada utilizada.

13) Revisión del correcto funcionamiento de los sistemas de

sujeción.

14) Las pruebas de tensión son muy importantes ya que permiten obtener el verdadero comportamiento del ancla y así verificar las condiciones de servicio de cada uno de los elementos.

15) Para la aplicación de carga es obligación de la empresa constructora calibrar sus bombas y cilindros hidráulicos.

## **RECONOCIMIENTO**

**Al Dr RIGOBERTO RIVERA C. por la paciencia con la cual dirigió y revisó este trabajo. Al Ing. Riqing Lin Xue, por proponer el tema de tesis y a los Ing. Enrique Tamez G., Ing. Gerardo Lartigue G. y al Ing. Praxedis de la Cruz O, por permitirme laborar en las diferentes obras donde se emplearon anclas de tensión.**