

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

01149

18

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TRABAJO FINAL QUE PARA OPTAR POR EL GRADO  
DE MAESTRO EN INGENIERIA  
(MECANICA DE SUELOS)

PRESENTA

LUIS GARZA VAZQUEZ

MEXICO, D.F.

1984

Tesis

NOTA: 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.



DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

SUBJEFATURA DE INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA

Sr. Ing. Luis Garza Vázquez  
P r e s e n t e

Por este medio le informamos del tema que deberá desarrollar como trabajo final, como parte de los requisitos para optar por el grado de Maestro en Ingeniería (Mecánica de Suelos):

Teniendo como datos la estratigrafía y las propiedades índice y mecánicas de dicha estratigrafía y los datos generales de proyecto de una cimentación que se adjuntan; se requiere hacer el análisis de pilotes de fricción; efectuando dicho análisis por 3 procedimientos diferentes dentro de los siguientes:

TERZAGHI-PECK  
BJERRUM  
MEYEHOF  
ZEEVAERT  
BURLAND

El trabajo deberá contener para cada procedimiento

- . Alcance
- . Memoria de análisis
- . Factor de seguridad
- . Asentamientos
- . Crítica
- . Conclusiones particulares

Además incluya conclusiones generales.

Plazo: 30 días a partir de la fecha de la presente.

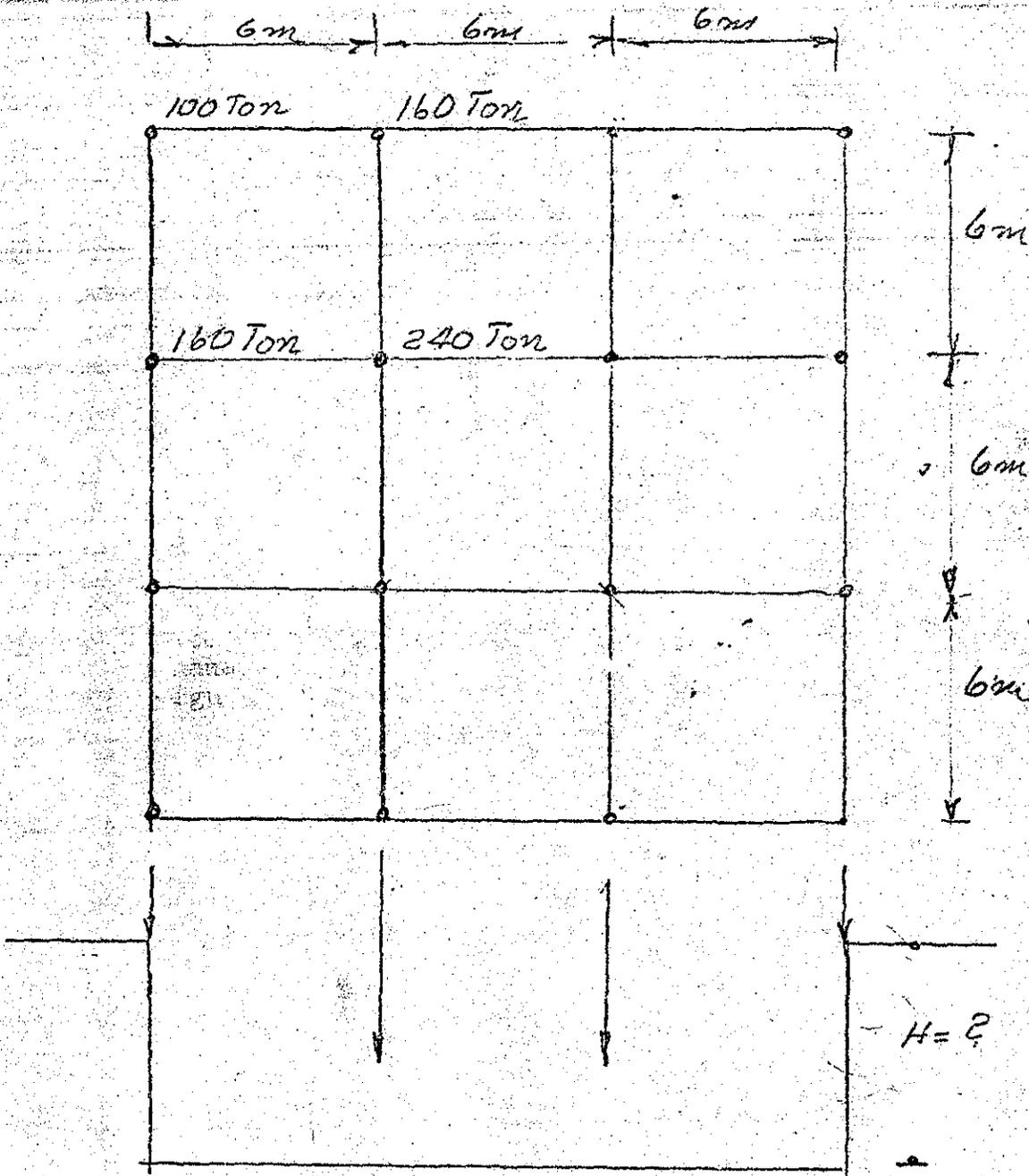
A t e n t a m e n t e

Cd. Universitaria, 7 de marzo de 1984

EL JURADO.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

DATOS PARA TRABAJO ING. LUIS GARZA VAZQUEZ



- 1.) ESTRUCTURA DE CIMENTACION RIGIDA
- 2.) USAR INFORMACION DE MECANICA DE SUELOS PROPORCIONADA EN EL SEMINARIO DE CIMENTACIONES I

TESIS, CON  
FALTA DE ORIGEN

ANALISIS DE CIMENTACION CON PILOTES DE FRICCION  
POR DIFERENTES CRITERIOS.

- I Descripción del Trabajo.
- II Cálculo de la cimentación por el procedimiento sugerido por el Dr. Leonardo Zeevaert.
  - II.1 Alcance
  - II.2 Memoria de cálculo
  - II.3 Factor de seguridad
  - II.4 Asentamientos
  - II.5 Conclusiones particulares
  - II.6 Crítica
- III Cálculo de la cimentación por el procedimiento de Terzagui-Peck.
  - III.1 Alcance
  - III.2 Memoria de cálculo
  - III.3 Factor de seguridad
  - III.4 Asentamientos
  - III.5 Conclusiones particulares
  - III.6 Crítica
- IV Cálculo de la cimentación por el procedimiento sugerido por Burland.
  - IV.1 Alcance
  - IV.2 Memoria de cálculo, factor de seguridad y asentamientos
  - IV.3 Conclusiones particulares
  - IV.4 Crítica
- V Conclusiones Generales.
  - V.1 Carga última en pilotes
  - V.2 Carga de trabajo en los pilotes
  - V.3 Hundimientos
  - V.4 Generales
  - V.5 Sugerencias

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

ANEXO A: Memoria de cálculo del procedimiento del Dr. Zeeyaert.

ANEXO B: Memoria de cálculo del procedimiento de Terzaghi-Peck.

ANEXO C: Memoria de cálculo del procedimiento de Burland.

TABLAS.

FIGURAS.

REFERENCIAS.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPITULO I

### DESCRIPCION DEL TRABAJO

Para la estratigrafía mostrada en la figura 0 y la siguiente geometría y distribución de cartas, así como las propiedades mecánicas mostradas en las figuras 1 a 24, se calculan alternativas para resolver la cimentación mediante un cajón de cimentación y pilotes de fricción, utilizando los criterios de los siguientes autores:

Zeevaert, L.

Terzagui, K. y Peck, R.B.

Burland, J.B.

a partir de las referencias 1, 3 y 7, respectivamente.

Se incluyen las memorias de cálculos para cada procedimiento en los anexos: A, B, y C, los cuales incluyen la determinación de la profundidad del cajón y la distribución de pilotes propuesta. Se calcula el factor de seguridad y los asentamientos, siempre apegándose a los métodos propuestos por cada referencia consultada.

Se extraen conclusiones particulares y críticas a cada procedimiento utilizado, y finalmente, se presentan conclusiones generales respecto a la discrepancia entre los resultados obtenidos y recomendaciones para cálculos de este tipo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPITULO II

### CALCULO DE LA CIMENTACION POR EL PROCEDIMIENTO SUGERIDO POR EL DR. LEONARDO ZEEVAERT

#### II.1 ALCANCE

Utilizando las referencias 1 y 2 se ha propuesto una alternativa para cimentación totalmente compensada con pilotes de fricción, a partir de las cargas, geometría y estratigrafías proporcionadas.

Se ha determinado, en principio, la profundidad del cajón, proponiéndose algunas recomendaciones para la realización de la excavación correspondiente y el bombeo, así como sus efectos en la estabilidad a corto y largo plazo.

Una vez definida la longitud de los pilotes se propone una distribución considerada conveniente a partir de la cual se hacen cálculos de las

cargas de trabajo en los pilotes del centro, y se comparan con la carga de trabajo de los de orilla, a largo plazo, revisando que no haya sido sobrepasado el esfuerzo crítico. El efecto de la distribución propuesta de los pilotes en el cambio de esfuerzos debida a la excavación es analizado y determinada la tensión a que estarán sujetos en ese estado.

Tomando como base los esfuerzos inducidos por el bombeo, la excavación, la tensión en los pilotes y las condiciones de trabajo a largo plazo en el pilote del centro, cuya distribución se muestra como similar a los de orilla, se calculan expansiones y asentamientos correspondientes a los diferentes estados de la distribución de esfuerzos.

Se obtiene el factor de seguridad contra falla general por capacidad de carga y se analizan las condiciones de estabilidad de la ataguía: flujo plástico y desplazamientos laterales, así como las presiones sobre la misma y el diseño estructural de sus elementos.

Finalmente, se extraen conclusiones y se presenta una crítica al método de análisis.

## II.2 MEMORIA DE CALCULO.

En el anexo A se presentan con detalle los cálculos y su justificación, con el siguiente contenido.

### 1.- DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DEL CAJON.

- Peso total de la estructura
- Profundidad del cajón

### 2.- EXCAVACION Y BOMBEO.

- Procedimiento general propuesto
- Sistema de bombeo
- Abatimientos por bombeo

- Cálculo de esfuerzos debidos a excavación y bombeo.

### 3.- PILOTES.

- Longitud de pilotes
- Distribución propuesta
- Cálculo del área tributaria
- Cálculo de la fricción positiva
- Revisión del esfuerzo crítico
- Alivio de esfuerzos
- Revisión por alargamiento del pilote

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 4.- CALCULO DE EXPANSIONES Y ASENTAMIENTOS.

- Expansiones, debido a la excavación
- Matriz de influencias
- Cálculo de asentamientos

### 5.- FACTOR DE SEGURIDAD

### 6.- ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION

- Ataguía
- Presiones horizontales
- Diseño estructural de las tablestacas
- Flujo plástico en el fondo de la excavación
- Desplazamientos laterales en la ataguía

## II.3 FACTOR DE SEGURIDAD

En el anexo A,5 se ha calculado el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga del grupo de pilotes, obteniéndose  $G_s = 2.44$ . Para la obtención de dicho factor de seguridad se ha considerado la fricción negativa a toda la profundidad de los pilotes y el cajón que puede generarse debido al levantamiento del fondo de la excavación y su posterior recuperación causada por el hincado de los pilotes, y el peso total de la estructura, descontando el efecto de sumersión. En relación a esta hipótesis cabe hacer los siguientes comentarios:

- b) El efecto de fricción negativa en el cajón será disminuido por la presencia de la ataguía, que aislará el cajón propiamente dicho del suelo circundante.

Al estar construyendo la superestructura la deformación en los pilotes y la disipación de las presiones de poro debidas al hincado harán que no se presente fricción negativa en la longitud total de los pilotes. Además, dicha disipación debe ser rápida debido a la presencia de los estratos de arena intercalados en la estratigrafía.

En base a lo anterior, el factor de seguridad obtenido se considera satisfactorio.

## II. ASENTAMIENTOS.

Los asentamientos y expansiones se han calculado en el anexo A.4, para los efectos en la distribución de esfuerzos en el pilote del centro, el cual se mostró en A.3 que era representativo dada la uniformidad de las cargas en los pilotes. Las expansiones durante la excavación se estimaron del orden de 2 cm, sin considerar el efecto producido por el hincado de los pilotes, que de acuerdo a la ref. 1 pag. 423

$$\delta_d = \frac{1}{4n_0^2} = \frac{25.5 \times 100}{4 \times 133^2} = 3.6 \text{ cm}$$

$$y \quad n_0 = 4/0.30 = 13.33 \text{ y } l = 25.5 \text{ m.}$$

pero, como se mencionó anteriormente, dicho efecto no debe ser crítico debido a la interstratificación con arena.

Las expansiones debidas al alivio de esfuerzos, como se ve, se han minimizado debido al bombeo y la presencia de los pilotes.

Los asentamientos estimados para el centro son de 37 cm. incluyen do la expansión durante la excavación.

Lo anterior es conservador en el sentido de que no toda la expansión se recuperará pues el suelo se recarga parcialmente. De todas formas, la expansión calculada fue pequeña.

En relación a los asentamientos, caben los siguientes comentarios:

- a) Para el suelo dentro de la longitud de los pilotes, el hundimiento calculado como  $\delta_{s3} = 25.14$  cm. que corresponde al centro debe ser también similar en las orillas, ya que la carga en esos pilotes es mayor y la distribución de esfuerzos inicial correspondiente a la aplicación de  $q_a$ , menor, lo cual implicará que dicho hundimiento tienda a ser uniforme, debido también a la rigidez de la cimentación.
- b) Debajo del nivel 32.5 m, el hundimiento de los pilotes será tal que se siga en el centro, debido a que están trabajando plásticamente, por lo cual el asentamiento por este concepto es de 9.69 cm.

Lo anterior implica que, a pesar de que la cimentación sea rígida, no habrá reducción significativa del asentamiento por este concepto.

El asentamiento estimado es considerado alto y obligaría a estudiar otra alternativa de cimentación. El cambio de distribución y diámetro de pilotes no se considera conveniente por las siguientes razones:

- a) Aumentar el número de pilotes a 36 de 30 cm. de diámetro, suponiendo una carga similar a la calculada de 40 Ton. por pilote nos daría , aproximadamente

$$q_a = 5.07 - \frac{36 \times 40}{A} = 0.63 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{A.3.3}$$

$$y R_q = \frac{5.07}{0.63} - 1 = 7 \quad \text{A.3.4}$$

valor muy alto de acuerdo a la recomendación de la ref. 1, pag. 394,  $1 < R_q < 4$ .

- b) Otra alternativa, aumentar el diámetro de los pilotes conservando su número de 25 hasta una  $R_q = 4$  daría

$$q_a = \frac{\sigma_{od}}{5} = 1.014 \text{ Ton/m}^2$$

Las expansiones debidas a la excavación se disminuirían, pero como se ve, no representan una contribución importante al asentamiento. Por otro lado, la aportación más importante al asentamiento es debajo del nivel de 15.60 m. para el caso analizado y aunque dicho nivel bajaría en el caso de la alternativa propuesta en este inciso, también las presiones finales serían mayores en la parte baja del pilote. Al nivel de la punta de los pilotes

$$\Delta\sigma_d = (PF)_d / a_o \quad \text{II.4.1}$$

y para  $R_q = 4$ , despejando de A.3.3

$$Q_{fu} = (PF)_d = \frac{R_q A q_a}{n} = \frac{4 \times 324 \times 1.014}{25} = 53 \text{ Ton}$$

con un diámetro aproximado de

$$\phi = \frac{53}{40} \times 0.3 \doteq 40 \text{ cm.}$$

y substituyendo en II.4.1

$$\Delta\sigma_d = 53/15.9 = 3.33 \text{ Ton/m}^2.$$

Para la cimentación propuesta  $\Delta\sigma_d = 2.5 \text{ Ton/m}^2$  y se obtuvo un factor de seguridad por compresión respecto al esfuerzo crítico de 1.42 para el nivel de 29.5 m. Con una sobrecarga mayor, dicho factor de seguridad disminuiría (Ver fig. 32) lo cual no es aconsejable ya que dicho factor de seguridad es de por sí bajo.

- c) Disminuir el diámetro de los 25 pilotes propuestos, de 30 cm. ya no es recomendable por razones constructivas.
- d) Disminuir el número de pilotes aumentando el diámetro, a una distribución de  $4 \times 4 = 12$  pilotes de 45 cm. con  $q_a = 2t/m$ , por ejemplo, produciría una distribución <sup>16</sup> menos uniforme en el suelo entre ellos, pues estos trabajarían con las áreas tributarias correspondientes a pilotes aislados, sin superponerse. La eficiencia de los pilotes propuestos, 25 de 30 cm. de diámetro es alta, pues las áreas tributarias no se <sup>101</sup> superponen sino hasta 29.4 m.
- e) En los anteriores comentarios se ha obligado a adoptar una distribución uniforme en los pilotes, con igual espaciamiento en ambos sentidos, pues esto es deseable para obtener también una distribución más uniforme de los esfuerzos en el suelo, por lo que se ha descartado otra distribución de pilotes no uniforme.
- f) Excavar en dos etapas tampoco resuelve el problema, pues las expansiones no son críticas, además de que se generarían compresiones durante el bombeo. (Sección A.2 y figura 34).

Por lo expuesto anteriormente, se considera que la solución propuesta es la mejor alternativa de análisis, para el tipo de cimentación considerado de cimentación compensada con pilotes de fricción, con este método.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Ahora bien, los asentamientos previstos serán tolerables siempre y cuando las colindancias no impongan condiciones críticas y se prevea construir el nivel de la planta baja un monto de aproximadamente 35 cm sobre el nivel de piso, a modo de escalón. Las provisiones en relación a las juntas de instalaciones del edificio serán también recomendables. Aun en condiciones de colindancias normales, el hecho de tener la tablestaca permanente permitirá un aislamiento y posibilidad de movimientos relativos entre los edificios vecinos.

Por otro lado, convendría analizar la cimentación compensada sin pilotes, pues es de esperarse no mucha diferencia con los hundimientos obtenidos.

Aunque dicho tópico queda fuera del alcance de este trabajo, se hace notar que no hay una disminución muy apreciable de la compresibilidad con la profundidad, condición ideal para un efectivo resultado de los pilotes de fricción, que transmiten la carga a estratos más bajos.

En el caso de que los asentamientos de la cimentación compensada fueran también intolerables, no se debe descartar el análisis de una cimentación apoyada sobre pilotes de punta, que puede requerir una excavación menor, haciendo notar, en este caso, que los abatimientos de los niveles piezométricos son nulos y por lo tanto el problema de emergencia no será crítico, por lo menos a corto plazo.

II.5 CONCLUSIONES PARTICULARES.

- a) Se considera que para el caso de cimentación compensada con pilotes de fricción, la mejor alternativa es una distribución de  $5 \times 5 = 25$  pilotes de 30 cm. de diámetro separados 4 m. entre centros bajo un cajón desplantado a 7 m. de profundidad, con una longitud de 25.5 m.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

- b) Los hundimientos máximos estimados son del orden de 40 cm , los cuales se consideran excesivos a menos que las colindancias no presenten restricciones y se tomen precauciones al respecto.
- c) Debido a las hipótesis conservadoras que se hicieron en relación al factor de seguridad general se considera que el obtenido de  $G_s = 2.44$  es aceptable.
- d) En el caso de que debido a las colindancias no sean aceptables los asentamientos, se recomienda hacer el análisis de la cimentación compensada sin pilotes de fricción o, en su defecto, considerar la cimentación con pilotes de punta.
- e) La excavación se realizará en una sola etapa, con abatimiento del nivel freático hasta 8 m. de profundidad, previo hincado del tablestacado propuesto con los lineamientos de A.6, troquelando a 2, 4 y 6 m de profundidad. El factor de seguridad contra falla de fondo es 1.5.
- f) Los desplazamientos laterales de la atagüa al nivel medio del empotramiento se estiman del orden de 50 cm , lo que implica tomar previsiones en este sentido.
- g) Para una definición correcta del valor de la presión aplicada por el cajón al suelo, en el nivel de desplante, se requiere hacer el análisis sísmico de la estructura en conjunto con el suelo, teniendo los datos completos de la geometría del edificio.

## II.6 CRITICA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- a) La resistencia debida a la superficie de falla a l.l  $r_o$  del centro es evaluada como  $s_{oz} = 0.3 q_u$ , a partir de las investigaciones de la ref.11, cuyos resultados se muestran en la re-

rencia 1. El factor de reducción debido al remoldeo parcial de 0.3 ha sido obtenido para arcilla del Valle de México con una sensibilidad alta, del orden de 5 ( ref.12), y es de esperarse que para suelos con menor sensibilidad dicho factor aumente. Aún en este caso, el factor sería conservador, recomendándose la determinación del factor adecuado a cada zona en particular por medio de investigaciones similares a la propuesta en la citada referencia 11, o bien, mediante una interpretación adecuada de pruebas de carga.

- b) La hipótesis de que los pilotes esten trabajando a su capacidad última es válida para deformaciones mayores que las requeridas para que los pilotes desarrollen toda su capacidad. Para la arcilla del Valle de México, esto sucede para deformaciones de pocos centímetros ( ref.1 ) y los asentamientos de la estructura son grandes, por lo cual, dicha hipótesis queda plenamente justificada. En el caso de que las deformaciones sean menores a las requeridas para el estado plástico, lo cual sólo puede juzgarse por una interpretación de los resultados de pruebas de carga, los pilotes estarán trabajando a menos de su capacidad última, y por lo tanto, la carga sobre el suelo será mayor que la calculada. El razonamiento anterior implica que para arcillas de baja o mediana compresibilidad se tenga que hacer una revisión iterativa para que exista compatibilidad entre cargas y deformaciones.
- c) En condiciones como la tratada en este trabajo, en que no existe consolidación regional, a largo plazo, la velocidad del desplazamiento relativo entre pilote y suelo debe disminuir a un punto tal que la velocidad de recuperación de la resistencia del suelo sea mayor. Entonces  $\phi_r$  será mayor, y por lo tanto, mayor también la carga en el pilote, y menor en el suelo. Es de esperarse que esto implique un monto de hundimientos menores que los calculados. Por otro lado y bajo las mismas condiciones, puede suceder que el pilote ya no

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

trabaje a su capacidad última, disminuyendo su carga y aumentando el valor de la carga en el suelo, produciendo algún pequeño monto adicional de asentamiento, hasta alcanzar el equilibrio.

Estas dos condiciones que resultan en conclusiones opuestas pueden ser decididas para cada condición particular mediante mediciones reales de que no se dispuso en este trabajo.

Sin embargo, es de esperarse que prevalezca la segunda condición pues el aumento de resistencia no es muy sensible a los cambios de  $\phi_r$ .

En todo caso, puesto que estas son consideraciones de refinamiento para condiciones a largo plazo y deformaciones ya pequeñas, no parece que sean críticas desde el punto de vista práctico.

En el caso de existir hundimiento regional, existirá desplazamiento relativo entre pilote y suelo y por lo tanto, los pilotes siempre trabajarán a la falla, siempre y cuando la carga que estos pueden resistir no sea mayor que el peso de la estructura.

- d) Una alternativa para determinar  $\phi_r$  sería haciendo pruebas consolidadas drenadas en especímenes inalterados llevados a deformaciones altas que permitan obtener la resistencia residual, con velocidad de aplicación de cargas lenta, pues se considera que sería más representativo para condiciones a largo plazo, cuando las propiedades tixotrópicas de las arcillas hayan hecho recuperar una parte de la estructura, si bien es cierto que el efecto de hincado produce una modificación de la orientación de las partículas más semejante al amasado en el laboratorio. Por tanto, lo propuesto sería más aplicable a pilotes colados en el lugar por un procedimiento de excavación que induzca poco remoldeo.

Sin embargo, es de esperarse que el  $\phi_r$  en ambos casos sea muy similar, además de tener poca influencia en el cálculo de la resistencia.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### CAPITULO III

#### CALCULO DE LA CIMENTACION POR LOS PROCEDIMIENTOS SUGERIDOS POR TERZAGUI - PECK.

##### III. 1 ALCANCE

Utilizando las referencias 3 y 4 se ha propuesto una alternativa de cimentación subcompensada con pilotes de fricción, a partir de las cargas, geometría y extratigrafía proporcionada.

Se ha determinado la profundidad del cajón y la estabilidad de la excavación.

Se define la longitud del pilote y se calcula su carga última y admisible, y el número de ellos que se requiere para soportar la carga que no se compensa.

Los hundimientos se han calculado con las hipótesis semiempíricas propuestas por las referencias 3 y 4 y el factor de seguridad general del sistema propuesto.

Finalmente, se extraen conclusiones y se presenta una crítica al método de análisis.

### III. 2 MEMORIA DE CALCULO

En el anexo B se presenta en detalle los cálculos y su justificación, con el siguiente contenido:

#### 1.- DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DEL CAJON

- Profundidad del cajón
- Descarga neta sobre el suelo

#### 2.- PILOTES

- Carga admisible en los pilotes
- Número y distribución de pilotes

#### 3.- ASENTAMIENTOS

#### 4.- FACTOR DE SEGURIDAD

#### 5.- ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION

### III. 3 FACTOR DE SEGURIDAD

En el anexo B.4 se ha calculado el factor de seguridad con los lineamientos de la referencia 3, encontrándose  $FS = 1.5$ . Es de hacerse notar que para el cálculo de acuerdo a este procedimiento, se descuenta la compensación, pero no se toma en cuenta la resistencia arriba del nivel de desplante de los pilotes.

Si no se descuenta la compensación y la resistencia arriba del nivel 32.5 m. es considerada,  $FS = 2.5$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Para ambos cálculos, se ha considerado fricción negativa desarrollada en toda la profundidad, incluido el cajón. Al respecto, se hace también el comentario de II.3. a y b

#### III.4. ASENTAMIENTOS.

Estos son calculados en B.3., sin incluir el efecto de las expansiones ya que la ref. 3 no comenta al respecto de la obtención de la expansión con presencia de pilotes.

Los asentamientos estimados son 22 cm, que debido al margen de error -- que el método utilizado puede dar, se estimarían del orden de 30 cm. La viabilidad de que sean tolerados depende de las mismas consideraciones de II. 4, pues estos son altos.

De acuerdo a las consideraciones de este método, el aumento ó disminución del número de pilotes y la carga a que están trabajando no influye en el monto de los asentamientos, así que, la única manera de disminuirlos es aumentando la profundidad del cajón, lo que implicará también colocar menos pilotes.

#### III.5. CONCLUSIONES PARTICULARES

a) Se ha analizado una cimentación subcompensada con pilotes de fricción, con cajón a 4 m. de profundidad y 36 pilotes de 30 cm. de diámetro, con una longitud de 28.5 m. La profundidad de desplante de dichos pilotes es de 32.5m, y la separación entre ellos de 3.2 m (figura 41).

b) Los hundimientos máximos calculados son de 22 cm., pero para efectos de decidir sobre su tolerabilidad, se estiman del orden de 30 cm. Estos hundimientos, dado su elevado monto, estaran sujetos a los mismos comentarios que en II.5.b.

c) El factor de seguridad  $FS = 1.5$  obtenido se considera satisfactorio - dadas las hipótesis consevadoras que se hacen en su obtención.



d) La excavación se puede realizar sin tablestecado y con bombeo por medio de canales y cárcamos de recolección de agua, si las colindancias no presentan condiciones críticas. Dicha excavación se hará después de haber hincado los pilotes.

### III.6. CRITICA

a) Los valores  $f_s$  propuestos por Tomlinson son tales que, para arcillas blandas  $f_s = 0.44 q_u$ . El autor, al proponer su método no ha considerado la sensibilidad de la arcilla y es de esperarse que entre más sensitiva, el factor que afecta la resistencia en estado inalterado sea menor. Para el caso estudiado y puesto que se trata de una arcilla sensitiva, los valores de la capacidad última son sobreestimados.

Por otro lado, los valores propuestos por Tomlinson han sido obtenidos para estimaciones aproximadas ya que resultan de varias pruebas de diferentes localidades (ref. 5). Lo anterior implica la necesidad de investigar las condiciones de cada sitio específico. Para arcilla del valle de México se ha recomendado  $f_s = 0.3 q_u$  para arcillas preconsolidadas y  $f_s = 0.6 q_u$  para arcillas normalmente consolidadas. (ref.6).

b) La información que se utilizó en la referencia 5 proviene de pruebas de pilotes trabajando aisladamente y no en grupo. Para espaciamientos de pilotes pequeños, la carga debe reducirse.

c) Para una determinada carga en la estructura, una profundidad de excavación y un número de pilotes dado, se debe definir cuanta carga toma el suelo y cuanta los pilotes, y como trabajan estos.

De acuerdo con los lineamientos de cálculo de la referencia 3, los pilotes estarán trabajando a menos de su capacidad última. Lo anterior solo será cierto cuando el asentamiento de la estructura sea tal que no se llegue a desarrollar el estado plástico en los pilotes, es decir, lo cual sólo podría suceder en suelos de baja, y quizá mediana compresibilidad.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Aún en este caso, la carga a que trabajan los pilotes no se puede decidir arbitrariamente como  $Q_{fu}/FS$ , pues debe haber compatibilidad en las deformaciones, es decir, que la carga en los pilotes debe ser la que corresponda al asentamiento de la estructura. Lo anterior obligaría a seguir un proceso iterativo, hasta que las cargas y las deformaciones fueran compatibles, y -- también a disponer de pruebas de carga en los pilotes.

Ahora bien, para un suelo de alta compresibilidad, como el caso estudiado, en que se están estimando asentamientos de 22 cm., con toda seguridad -- los pilotes trabajarán a la falla. El desplazamiento que se requiere para -- que se desarrolle toda la capacidad en el pilote es de algunos centímetros, -- del orden de 5. (ref. 1, pág. 650).

De lo anterior se desprende que para suelos de alta a muy alta compresibilidad es inadmisibles suponer que los pilotes no están trabajando a su capacidad última. Más aún, en el caso de una cimentación totalmente compensada como es el caso de la analizada en el capítulo II, de acuerdo con la referencia 3, en la que la carga transmitida a los pilotes es la diferencia entre el peso de la estructura y el peso del material excavado, no existiría carga en los pilotes, y por lo tanto el único objeto de colocarlos sería disminuir las expansiones. Para poder afirmar esto, se requeriría que la deformación -- fuera nula.

Pero ya el mismo hecho de excavar significa expansiones que al recuperarse, inducirán deformación, además de la que se tenga a largo plazo por la recompresión.

Lo anterior es cierto siempre y cuando la cimentación sea lo suficientemente rígida para que el sistema pilote-suelo se deforme la misma magnitud.

d) El cálculo de los asentamientos con las consideraciones semiempíricas hechas por este procedimiento es indefinible. Dependerá de la diferencia entre las compresibilidades de los diferentes estratos.

La propuesta está basada en el hecho de que no se observaron cambios --

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

apreciables del contenido de agua arriba del tercio inferior de la longitud de los pilotes, además de comparaciones con asentamientos de estructuras reales. La necesidad de tener que emplear hipótesis empíricas se debió a que no se disponía de algún método confiable para evaluar los esfuerzos en la masa del suelo en el sistema cajón-pilote-suelo. En todo caso, se considera que dichas observaciones no pueden ser generalizadas a todos los casos, y con menos razón a condiciones de suelo muy difíciles, lo cual hace pensar en la conveniencia de disponer de adecuaciones al criterio semiempírico de acuerdo a las observaciones de cada localidad específica. Para la ciudad de México, se ha propuesto, por ejemplo (ref. 8), que se calcule la distribución de esfuerzos como en la referencia 3, sección II.4, pero solo considerando como espesor compresible el que esté debajo del nivel de desplante de los pilotes. Este criterio daría como resultado, para el caso considerado, un hundimiento total de 9 cm. (ver tabla 26, estratos G, H, I, J). La justificación de este criterio es que los resultados dados por la referencia 3 sobreestiman los asentamientos.

e) En relación al factor de seguridad, la consideración de no tomar en cuenta la resistencia arriba del desplante de los pilotes es conservadora. Por otro lado, se descuenta la compensación a la carga aplicada, lo cual no es conservador. Entonces dependerá de la profundidad y la compensación, el que dicho factor de seguridad se acerque al real. Se recomienda, entonces, no descontar sino la subpresión al nivel de desplante del cajón, del peso total de la estructura e incluir en el cálculo de la capacidad de carga la resistencia arriba del nivel de desplante, a menos que la relación ancho/profundidad de desplante sea pequeña.

TESIS CON  
PALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

#### CAPITULO IV

#### CALCULO DE LA FRICCION POR EL PROCEDIMIENTO SUGERIDO POR BURLAND.

##### IV.1 ALCANCE

La referencia 7 es únicamente un criterio de evaluación de la capacidad última por fricción de un pilote aislado. No presenta alternativas de solución al cálculo de esfuerzos ó asentamientos.

Sobre la base de que el uso más generalizado en cuanto a la determinación del número de pilotes requerido y los asentamientos es el propuesto en la referencia 3, se harán los cálculos de dichos conceptos con los mismos lineamientos y alcance que el capítulo III, excepto en la determinación de la carga última del pilote.

##### IV.2 MEMORIA DE CALCULO, ASENTAMIENTO Y FACTOR DE SEGURIDAD.

La memoria de cálculo se muestra en el anexo C, en la cual se determina la carga última del pilote como  $Q_{fu}=61.5$  Ton, la distribución de pilotes mis

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

ma que el capítulo III, fig. 41, los asentamientos  $\delta_s = 22$  cm. y  $FS = 1.5$  - -  
También la estabilidad de la excavación es igual que en anexo B.5.

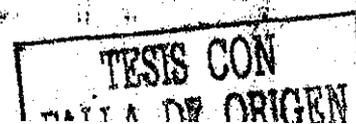
#### IV. 3 CONCLUSIONES PARTICULARES.

- a) Las conclusiones y comentarios que respecto al asentamiento, factor de seguridad y excavación se hacen en el capítulo III.5, son igualmente aplicables a este caso, pues se han aplicado los mismos criterios y obtenido los mismos valores.
- b) El valor de la capacidad última del pilote por este método es 61.5 - Ton, considerando el pilote aislado.

#### IV.4 CRITICA.

- a) En relación a la determinación de la carga de trabajo en el pilote y definición del número de ellos, así como los asentamientos y el factor de seguridad, se han usado los criterios de la referencia 3, por lo que las críticas a estos análisis se presentan en el subcapítulo III. 6.
- b) El procedimiento sugerido por la referencia 7 es aplicable en arcillas con valores de  $q_u$  suficientemente altos como para que la falla no se presente en diferentes condiciones, o pilotes lo suficientemente cortos como para que la ley de resistencia propuesta no sea mayor que  $s_{oz} = \alpha q_u$ . De hecho, los resultados experimentales mostrados en dicha referencia son para arcillas con pesos volumétricos del orden de 18 Ton/m<sup>3</sup>, y por consecuencia resistencia media y longitudes de pilote de 14 m máximo. Para arcillas de resistencia baja es de esperarse que al aumentar la longitud, los valores de  $\beta$  sean menores como de hecho se observa en dicha referencia.

Por otro lado, no se están considerando en el valor de la presión efectiva vertical los incrementos de esfuerzos debido a la transmisión de la car-



ga del pilote al suelo, y por último, los valores son extraídos de pruebas de carga para pilotes aislados, lo cual no garantiza su efectividad en grupos de pilotes.

En resumen, los valores propuestos para la capacidad última del pilote - en la referencia 7 deben ser mayores que los reales en suelos blandos y pilotes largos, como es el caso analizado.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPITULO V

## CONCLUSIONES GENERALES

## V.1. CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE PILOTES

En los tres diferentes cálculos hechos, se obtuvieron los siguientes resultados para pilotes de 30 cm de diámetro y 25.5 m de longitud.

Autor	$Q_{fu}$ Ton
Zeevaert	40.4
Tomlinson	59.0
Burland	57.4

Utilizando lo propuesto por Meyerhof (ref.13)

$$f_s = 0.4 \text{ a } 0.5 q_u'$$

se obtendrían valores muy similares a los obtenidos por Tomlinson, con  $\alpha=0.44$ . De esta forma, lo comentado para este caso será también cierto para la propuesta de la referencia 13.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

De los resultados anteriores se pueden hacer los siguientes comentarios:

a) La determinación de la capacidad de carga del pilote por el método de Zeevaert no es comparable con las otras dos, ya que no se determina de una forma simple, sino evaluando los esfuerzos inducidos por el pilote y el área tributaria siendo este método el único que toma en cuenta dichos conceptos. Para el caso considerado, se podría decir que aproximadamente, se ha tomado  $s_{oz} = 0.3 q_u$ , salvo en la parte superior, ya que ahí la resistencia es menor. Si a eso se añade la influencia de la separación entre pilotes que en este caso influye poco debido al espaciamiento grande (13 diámetros aprox.), resultará que la capacidad de carga dada por la referencia 1 siempre será más baja que las dos restantes.

Este procedimiento permite considerar los factores más importantes que influyen en la capacidad de carga última, es decir, el área tributaria, el incremento de esfuerzos en el suelo y su resistencia, basado en hipótesis ampliamente comprobadas en suelos reales.

Entonces, los otros dos procedimientos estudiados dan resultados del lado de la inseguridad.

b) En el método propuesto por Tomlinson, cuyos valores son el 50% mayores que el de Zeevaert, se puede explicar la diferencia ya que en este procedimiento no se está tomando en cuenta la resistencia propuesta por las referencias 7 y 1 a aproximadamente  $1.05 r_o$ , que depende de los esfuerzos efectivos actuantes. También el factor de la resistencia no confinada  $\alpha$  es 0.44 para suelos blandos y no 0.3 como se demuestra en la referencia 11, para el caso de la ciudad de México. Lo anterior hace evidente la necesidad de investigar el valor de  $\alpha$  en cada localidad, ya que, como la misma referencia lo menciona, los valores propuestos sólo se recomiendan para estimaciones poco aproximadas.

c) En cuanto a lo propuesto por Burland (ref.7), los resultados no hacen sino confirmar lo propuesto en la referencia 1. Utilizando una relación aproximada para  $K_o = 1 - \text{sen} \phi_r$  se llega a la conclusión de que el límite inferior de  $\beta = 0.20$  a  $0.29$ , argumentando que el K real debe ser mayor. Las mediciones muestran que  $\beta = 0.32$  en promedio. El coeficiente  $K_o$  utilizado por Zeevaert proporciona valores promedio de 0.33 para los rangos usuales de variación de  $\phi_r$ . Sin embargo, la otra potencial superficie de falla

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

a l.1 r<sub>o</sub> ( ref.1) con ley de resistencia  $s_{oz} = \alpha q_u$  no fué detectada al parecer en las pruebas presentadas, debido a que las arcillas no eran muy blandas y los pilotes cortos. Como se aprecia en A.3 , hasta una profundidad de 13m el cálculo esta gobernado por la primera ley de resistencia. Como se mencionó antes, además, la referencia 7 esta basada en pruebas de carga y no se toma en cuenta la separación entre pilotes, ni tampoco los esfuerzos inducidos por el pilote y las cargas o descargas en el suelo.

d) El que la determinación de la carga última en el pilote haya sido similar usando las referencia 7 y 10, se considera normal dado que se han descartado en ambas factores importantes.

Por todo lo comentado anteriormente se considera que la más real capacidad de carga última puede ser obtenida por los procedimientos de la referencia 1, dado que evalua efectos importantes sobre una base teórica razonable y compatible con los resultados medidos, eliminando algunas hipótesis y simplificaciones de fundamento empírico.

Sin embargo, hay que hacer hincapié en que el método que se use para determinar la carga última no resuelve el problema de la precisión en el cálculo de las cimentaciones con pilotes de fricción si no se toma conciencia clara de los factores que determinan la carga de trabajo en los pilotes. Al respecto se hacen comentarios en el siguiente subcapítulo.

## V.2. CARGA DE TRABAJO EN LOS PILOTES

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Ya se ha comentado en los subcapítulos II.6 y III.6 sobre este concepto. Se puede concluir que los lineamientos de la referencia 3 son inadecuados pues no se puede decidir la capacidad de carga de trabajo en los pilotes arbitrariamente como  $Q_f / FS$ , ni aún para deformaciones pequeñas. El problema solo puede ser resuelto mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones basado en pruebas de carga y un procedimiento de cálculo de asentamientos confiable. Lo mismo es cierto también en el procedimiento sugerido en la referencia 1, aunque en el caso de deformaciones grandes, los pilotes, en efecto, estarán trabajando a su capacidad última. La diferencia se hace evidente en el caso del cálculo de una cimentación totalmente com-

pensada con pilotes de fricción en la que, de acuerdo a la referencia 3, los pilotes no soportarán carga alguna.

### V.3 HUNDIMIENTOS

El hundimiento calculado en una cimentación totalmente compensada con pilotes de fricción, de acuerdo con la referencia 1, es del orden de 40 cm. Si dicho hundimiento hubiera sido calculado para la solución propuesta en el capítulo III, con subcompensación a 4m de profundidad y la misma distribución de pilotes, los hundimientos serían aún mayores. Es posible que en algunos puntos a profundidades grandes, alrededor de los 29m, las cargas críticas fueran sobrepasadas y por lo tanto dicha propuesta sería desechada. De acuerdo con lo calculado en el capítulo III, los hundimientos podrían ser tolerables.

Existe, por lo tanto una gran diferencia en los hundimientos calculados por los diferentes criterios, y más aún, con el procedimiento sugerido en la referencia 8.

Aun más, si los asentamientos tolerables fueran de 10m, para que, según la referencia 3 los hundimientos fueran tolerables, bastaría con aumentar la profundidad del cajón, lo que de acuerdo con el capítulo II, implica desecharla aún con la compensación total, y por lo tanto buscar otra alternativa tal vez de pilotes de punta.

A este respecto lo calculado en el capítulo II posee un carácter menos empírico en relación a la determinación de los esfuerzos en el suelo a largo plazo. La figura 43 se ha trazado para comparar los diferentes estados de esfuerzo en cada criterio.

Otra diferencia adicional es el que el cálculo de hundimientos en el capítulo III se hizo sin considerar el efecto viscoplastico. Por comparación en las tablas 20 y 26 se puede ver que los  $m_v$  son mayores para el procedimiento de Zeevaert que en el Terzaghi.

### V.4 GENERALES

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los fundamentos teóricos y las hipótesis más consistentes hechas con los criterios sugeridos por Zeevaert sugieren que es más recomendable, con

la ventaja adicional de ser más conservador el cálculo de hundimientos.

Los métodos de la referencia 3, cuyos fundamentos han sido basados en la experiencia, al parecer han probado ser conservadores en condiciones de suelo menos difíciles que los propuestos en la referencia 1.

Por estas razones, se considera que los criterios sugeridos por Zeevaert serán más convenientes en condiciones como la del presente trabajo.

Más aun, si la experiencia ha demostrado que los procedimientos de la referencia 1 son adecuados para condiciones de suelo como las de la ciudad de México, debieran adoptarse sus fundamentos para el cálculo en condiciones menos desfavorables, adaptados a las necesidades de cada localidad.

#### V.5 SUGERENCIAS

Para complementar este trabajo se hacen las siguientes sugerencias:

a) A partir de los datos observados de asentamiento en una cimentación compensada con pilotes de fricción y su geometría, cargas, estratigrafía y propiedades mecánicas, se realice un cálculo con los mismos procedimientos empleados en este trabajo, con objeto de corroborar las conclusiones presentadas.

b) Efectuar el análisis con los criterios de la referencia 1, para la cimentación propuesta en el capítulo III, resultado de los cálculos basados en la referencia 3 para tener una mejor idea de la comparación de hundimientos.

c) Calcular los asentamientos para la cimentación propuesta en el capítulo III, usando las expresiones de la referencia 1, es decir, considerando la componente viscoplástica.

d) Analizar, por los criterios de la referencia 1, la factibilidad de resolver la cimentación por medio de una compensación total, o , en su defecto, por una cimentación con pilotes de punta.

e) Proponer datos geométricos y de cargas complementarias para la estructura analizada, con el objeto de realizar un análisis sísmico que permita establecer correctamente al factibilidad de las cimentaciones propuestas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

R E F E R E N C I A S

1. Zeevaert, L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Second Edition, Van Nostrand Reinhold, New York, 1980.
2. Apuntes de clase de Cimentaciones I y Cimentaciones II, DEPEI, UNAM, México, D. F., 1982.
3. Terzaghi, K., Peck, R.B., Soil Mechanics in Engineering Practice, Second Edition, John Wiley and Sons, New York, 1967.
4. Peck, R.B., Hanson, W.E., Thornburn, T.H., Foundation -- Engineering, Second Edition, John Wiley and Sons, New York, 1974.
5. Tomlinson, M.J., The adhesion of Piles Driven in Clay -- Soils, Proc. IV ICOSOMEF, Vol. II, pp. 66-71, London, 1957.
6. Zeevaert, L., Reduction of Point Bearing Capacity of Piles Because of Negative Friction, Proceedings of the First -- Panamerican Conference of Soil Mechanics and Foundation -- Engineering, Vol. III, pp. 1145-1152, México City, 1959.
7. Burland, J.B., Shaft Friction of Piles in Clay-a Simple - Fundamental Approach, Ground Engineering, Vol. 6, No. 3, May 1973. pp 30-42.
8. Apuntes de Clase de Mecánica de Suelos II, DEPEI, UNAM, México, 1980.
9. Juárez Badillo, E., Rico, R.A., Mecánica de Suelos, Tomo II, Editorial Limusa, México, 1979.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

10. Tomlinson, M.J., Some effects of pile driving on skin friction, Behavior of piles, Instn. Civ. Engrs., London, 107-114, 1971.
11. Idem. ref. 5.
12. Marsal, R.J., Mazari, M., El subsuelo de la ciudad de México, UNAM, México, 1959.
13. Meyerhof, G.G., The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, Vol. II, pp. 301-332, 1951.
14. Bjerrum, L., Johannessen, I.J., Eide, O., Reduction of -- Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock, Proc. VII ICOSOMEF, Vol. II, pp. 27-34, México, 1969.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

A N E X O S

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## ANEXO A

MEMORIA DE CALCULO CON LOS CRITERIOS SUGERIDOS POR  
EL DR. ZEEVAERT.

Para una cimentación totalmente compensada con pilotes de fricción se presentan los cálculos correspondientes a una de las alternativas analizadas, considerada la más viable para este tipo de cimentación.

## A.1. DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DEL CAJON.

Se considerará compensación total.

Peso total de la estructura

Al nivel del piso la suma de las cargas por columna es:

$$W = 100 \times 4 + 160 \times 8 + 240 \times 4 = 2640 \text{ Ton.}$$

y el área total de la cimentación es:

$$A = 18 \times 18 = 324 \text{ m}^2$$

al nivel de piso, la carga unitaria es:

$$q = \frac{2640}{324} = 8.15 \text{ Ton/m}^2$$

considerando un peso unitario del cajón de  $2.3 \text{ Ton/m}^2$

$$q_t = 8.15 + 2.3 = 10.45 \text{ Ton/m}^2 = 1.045 \text{ Kg/cm}^2$$

y el peso total de estructura y subestructura

$$W_t = 10.45 \times 324 = 3385.8 \text{ Ton.}$$

### Profundidad del cajón

Para una compensación total se debe cumplir que:

$$q_t = \sigma_{od} + u_{hd} = P_{od}$$

En el diagrama de presiones totales, fig. 0, se encuentra una presión total de  $1.045 \text{ Kg/cm}^2$  a 7 m de profundidad, y por lo tanto, la profundidad del cajón será:

$$D_f = 7.0 \text{ m.}$$

## A.2. EXCAVACION Y BOMBEO

### Procedimiento general propuesto

Para realizar la excavación propuesta, y con el nivel freático a 1.65 m de profundidad, será necesario con objeto de incrementar los esfuerzos efectivos para disminuir la expansión elástica y la expansión

por hidratación de la arcilla, bajar dicho nivel hasta 8.0 m de profundidad, es decir, 1 m debajo del nivel de excavación, lo cual además mejorará las condiciones de trabajo.

Una forma de disminuir las expansiones es la excavación en 2 etapas, la segunda de ellas por substitución. Para el caso analizado, dicha opción no se considera conveniente pues el abatimiento de  $8-1.65=6.35$  m induciría, como más adelante se demuestra, un incremento de esfuerzos efectivos tal que se producirían compresiones en algunos estratos. Además la presencia de los pilotes induce una restricción al alivio que reducirá significativamente las expansiones. Por lo anterior, y por la razón adicional de economía y rapidez, se propondrá entonces realizar la excavación en una sola etapa.

Así mismo, con el objeto de prevenir daños a las estructuras vecinas y lograr que el efecto del bombeo sea más local, se propondrá que el agua bombeada sea inyectada por fuera de la tablestaca hasta el estrato de arena a 14.50 m de profundidad.

El tablestacado será hincado hasta 11 m de profundidad cortando el estrato de arena a 9.5 m, lo cual implicará que los pozos profundos serán construídos hasta el estrato de arena a 14.5 m de profundidad. La presencia del estrato de arena a 9.5 m de profundidad que será confinado por el tablestacado, permitirá un abatimiento más uniforme debajo de la excavación.

#### Sistema de bombeo propuesto

Se propone un sistema de bombeo como el mostrado en la figura 25 con ocho bombas <sup>de</sup> pozo profundo de 1 m de diámetro.

La red de flujo horizontal y las presiones hidráulicas obtenidas de ella se muestran en la figura 26.

De la red de flujo se obtiene

$N_f$  = número de canales de flujo = 40

$N_e$  = número de equipotenciales = 3

y el gasto total en los ocho pozos será

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$Q = \frac{Nf}{Ne} K_h D S_0 \dots \text{A.2.1. ( Ref. 1, pag.200 )}$$

y tomando  $k_h = 10^{-4}$  cm/seg,  $D=100$  cm,  $S_0= 635$  cm

$$Q = \frac{40}{3} \times 10^{-4} \times 100 \times 635 = 85 \text{ cm}^3/\text{seg} = 5 \text{ l/min}$$

Y puesto que el gasto es muy pequeño, las bombas deberán estar provistas de un sistema automatizado para garantizar su buen funcionamiento.

### Abatimientos por bombeo

Se calculará con la hipótesis de que el flujo es vertical ascendente suponiendo que debido al efecto local del bombeo y la inyección de agua el abatimiento en el estrato de arena a 35.5 m de profundidad es nulo. Se resuelve la ecuación matricial

$$[\lambda_i] = [K_i]^{-1} [T_i] \dots \text{A.2.2. ( Ref.1, pag.191.)}$$

donde  $K_i = k_i/d_i$  y  $T_i = K_i \Delta_i - K_{i+1} \Delta_{i+1}$  y  $\Delta_i = 0$  pues la

distribución de presiones es hidrostática.

La permeabilidad ha sido obtenida como

$$k_i = C_{vi} m_{epi} \gamma_w \quad \text{A.2.3.}$$

donde  $C_{vi}$  y  $m_{epi}$  han sido obtenidos de las pruebas, (fig. 7 a 21), para las presiones iniciales  $\sigma_{pi}$ , pues no se conoce aún el alivio. En el caso de los estratos F y G, que presentan un comportamiento no elastoplástico, la permeabilidad ha sido supuesta del mismo orden de magnitud que el estrato E. Los cálculos se muestran en las tablas 2 y 3 y los resultados graficados en la figura 27 donde se ha unido con línea continua los  $\lambda$ .

Cálculo de esfuerzos debidos a excavación y bombeo:

$$(\Delta p)_{ex} = \sigma_{od} = 10.45 \text{ Ton/m}^2$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$\chi = 2$  ( valor intermedio entre Westergaard y Boussinesq)

Utilizando la carta de influencias correspondiente a una distribución de esfuerzos de Frölich con  $\chi = 2$  ( ref. 2),  $N_x = 0.00278$  y  $z = 6$  cm, utilizando las plantillas de la figura 28, se hacen los cálculos en la tabla 4, columnas 5, 8 y 11. En la misma tabla 4, se ha calculado el esfuerzo inducido por el bombeo, que, combinado es

$$(\sigma_{oi})_{ex} = \sigma_{oi} + \frac{\lambda_i}{z_i} \gamma_w - I_{oi} \Delta p \quad A.2.4.$$

donde  $\lambda_i$  ha sido obtenido para las profundidades medias de los estratos de la figura 27. La distribución se muestra en la figura 34, unicamente para el centro.

### A.3. PILOTES

#### Longitud de pilotes

En base a la referencia 1, pag. 262 se puede estimar que el hundimiento en la ciudad de México es de 6cm/año, y para una vida útil de 50 años, el colchon de arcilla bajo los pilotes será de 3 m. Entonces la longitud de los pilotes será  $35.5 - 7 - 3 = 25.5$  m. Se hace notar que esta longitud propuesta es conservadora ya que los datos que se presentan en la citada referencia corresponden al centro de la ciudad de México y la estratigrafía proporcionada se situa cerca del lago de Texcoco. Las mediciones piezométricas, además, no reportan abatimientos de los niveles piezométricos, por lo que no debe haber hundimiento regional por el momento, aunque no se descarta la posibilidad de que los haya a lo largo de la vida útil de la obra.

#### Distribución de pilotes propuesta

Para determinar el número y diámetro de los pilotes, se realizaron algunos tanteos que no se incluyen. La propuesta definitiva corresponde entonces a la distribución mostrada de 25 pilotes de 30 cm de diámetro

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

igualmente espaciados 4 m entre centros, en hileras de 5x5, como se muestra en la figura 29.

A partir de las tablas 5 y 6 se ha trazado el perfil de variación de la resistencia con la ley  $S_{oz} = 0.3 q_u$  que en figura 30. De la tabla se ve que

$$\frac{32.5}{7} \cdot 0.3 q_{ui} \Delta z_i = 44.146 \text{ Ton/m}$$

Como una aproximación, la carga última sobre el pilote

$$Q_{fu} = \bar{w} \sum_7^{32.5} 0.3 q_u \Delta z_i \quad \text{A.3.1}$$

donde  $\bar{w}$  es el perímetro

$$\bar{w} = 1.1 \pi \times r \times 2 \quad \text{A.3.2}$$

que substituyendo valores

$$Q_{fu} = 2 \times 1.1 \pi \times 0.15 \times 44.146 = 46 \text{ Ton.}$$

Se tomará  $Q_{fu} = 40 \text{ Ton.}$

entonces

$$q_a = \sigma_{od} - n Q_{fu} / A \quad \text{A.3.3}$$

$$q_a = 5.07 - \frac{25 \times 40}{324} = 2 \text{ T/m}^2$$

$$y R_q = \frac{n Q_{fu}}{A q_a} = \frac{\sigma_{od}}{q_a} - 1 = \frac{5.07}{2} - 1 = 1.5$$

y de acuerdo con la referencia 1 pag. 394

$$1 < R_q < 4$$

### Cálculo del área tributaria

La distribución de resistencia en el fuste dada por  $S_{oz} = 0.3 q_u$  que se muestra en la figura 30, sugiere que el cálculo de las áreas tributarias se haga con una distribución  $S_{oz} = \text{constante}$

$$\bar{a}_{ez} = \frac{2\pi z^2}{2 I_{zc}} - a_p \quad \text{A.3.4 (ref. 1, pag. 366)}$$

donde  $\bar{I}_{zc} = \sum_0^n I_{zr}$  y representa la suma de los valores de in-

fluencia  $I_{z0}$  para el pilote en estudio e  $I_{zr}$  de los otros pilotes a distancias  $r$ , para diferentes profundidades

$$I_z = \frac{z}{\sqrt{2} r} \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{z}{\sqrt{2} r}\right)^2 + 1}} \right] \quad \text{A.3.5}$$

El cálculo para los pilotes del centro, orilla y esquina denominados a, b, y c, respectivamente en la figura 29 se hace en las tablas 7, 8 y 9, y la variación de dichas áreas con las profundidades muestra en la figura 31. En esta figura se puede apreciar que la eficiencia de los pilotes es alta ya que las áreas tributarias no se superponen sino hasta 29.4 m.

#### Cálculo de la fricción positiva en el centro, a largo plazo.

Aquí, el esfuerzo inicial corresponderá al de la excavación sin bombeo, más la aplicación de la carga  $q_a$

$$\sigma_{oi} = \sigma_{oi} - I_z (\sigma_o + q_a) \quad \text{A.3.6}$$

y puesto que la carga de la base de la cimentación en el suelo  $q$  no se conoce, el cálculo se hará por aproximaciones, como primera aproximación se tomará

$$q_a^i = 2 \text{ Ton /m}^2.$$

De la referencia 1, página 437

$$\sigma_i = \bar{A}_i \sigma_{oi} + \bar{B}_i \sigma_{i-1} + \bar{C}_i (PF)_{i-1} \quad \text{A.3.6}$$

$$\text{y } (PF)_i = (\sigma_i - \bar{\sigma}_{oi}) a_i \quad \text{A.3.7}$$

$$\text{donde } \bar{A}_i = \frac{\bar{a}_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} ; \quad \bar{B}_i = \frac{m_i \Delta z_i}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} ; \quad \bar{C}_i = \frac{1}{\bar{a}_i - m_i \Delta z_i} \quad \text{A.3.8}$$

y  $m_i = 1.05 r_o K \phi$

$r_o = 0.15 \text{ m}$

$K\phi$  se tomará como 0.33 ( pag.357 Ref.1)

$I_\sigma$  se ha obtenido para una distribución de esfuerzos de Frölich con  $\chi = 2$ , de acuerdo a la referencia 1, pagina 156

$$I_\sigma = \frac{1}{\pi} (\alpha_0 + 1/2 \text{ sen } \alpha_0) (\text{sen } \psi_1 - \text{sen } \psi_2) \quad \text{A.3.8.}$$

donde

$$\alpha_0 = \tan^{-1} \frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}}$$

$$\psi_1 = \tan^{-1} \frac{x + \lambda/2}{z}$$

$$\psi_2 = \tan^{-1} \frac{x - \lambda/2}{z}$$

y para el centro  $B = 9\text{m}$ ,  $x = 4.5$  y  $\lambda = 9$  y  $I_{\sigma c} = 2I_\sigma$

Los cálculos se muestran en la tabla 10.

De dicha tabla  $S_{oz} = K\phi \sigma_i = 0.3 q_u$  a la profundidad de 14.5 m, como se muestra en la figura 27 para  $S_{oz} 1$ . Debajo de ese nivel  $K\phi \sigma_i > 0.3 q_u$  y por lo tanto la resistencia queda gobernada por esa ley, y debajo de 14.5 m

$$Q_{fu}' = (PF)_{14.5} + \frac{32.5}{14.5} \sum_{14.5}^{32.5} 0.3 q_u \Delta z_i \quad \dots\dots\dots \text{A.3.9}$$

y de la tabla 6

$$\frac{32.5}{14.5} \sum_{14.5}^{32.5} 0.3 q_u \Delta z_i = 44.146 - 2.6 \times 1.56 - 4.9 \times 2.2 = 29.310 \text{ Ton/m}$$

y aquí  $\bar{r}_o = 1.1 r_o = 0.165 \text{ m}$  ;  $\bar{w} = 0.165 \times 2 \times \pi = 1.037 \text{ m}$



que sustituyendo en A.3.9

$$Q_{fu}' = 10.101 + 1.037 \times 29.31 = 40.487 \text{ Ton.}$$

Revisando  $q_a'$

$$q_a'' = \frac{W_e - nQ_{fu}'}{A} = \sigma_{od} - \frac{nQ_{fu}'}{A} = 5.07 - \frac{25 \times 40.487}{324}$$

$$q_a'' = 1.946 \text{ Ton/m}^2$$

Con este valor, se corrigen los valores anteriores formándose la tabla 11 obteniéndose un valor de

$$Q_{fu} = 9.958 + 1.037 \times 29.31 = 40.352 \text{ Ton}$$

$$y \quad q_a = 5.07 - \frac{25 \times 40.352}{324} = 1.956 \text{ Ton/m}^2$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

que se tomará como válido sin más correcciones.

Del nivel 14.5 m hacia abajo, como se muestra en la figura 27  $K\phi\sigma_i > 0.3 q_u$ , por lo que debajo de ese nivel, según la pag. 377 de la misma referencia 1.

$$\sigma_i = \bar{\sigma}_{oi} + \frac{(PF)_{i-1} + \bar{w} (0.3 q_u) \Delta z_i}{\bar{a}_i} \quad \dots\dots\dots A.3.10$$

$$(PF)_i = \bar{w} (0.3 q_u) \Delta z_i + (PF)_{i-1}$$

Los cálculos se muestran en la tabla 12 y los resultados gráficos en la figura 32 y las cargas en el pilote en la figura 33.

Para efectos de comparación, se calculó también en la tabla 13 la fricción positiva en la orilla con la misma  $q_a$  promedio que en el centro. Para ésta, la profundidad donde  $S_{oz} = K\phi\sigma_i = 0.3 q_u$  es 12.7 m, por lo tanto

$$Q_{fu} = (PF)_{12.7} + \bar{w} \sum_{12.7}^{32.5} 0.3 q_{ui} \Delta z_i$$

de la tabla 6

$$\sum_{12.7}^{32.5} 0.3 q_{ui} \Delta z_i = 44.146 - 2.6 \times 1.56 - 3.10 \times 2.2 = 33.270 \text{ Ton/m}$$

$$Y. Q_{fuo} = 8.473 + 33.270 \times 1.037 = 42.965 \text{ Ton.}$$

La diferencia entre la carga que toman los pilotes de centro y orilla es  $42.965 - 40.352 = 2.613 \text{ Ton}$ , es decir el 6.5 % mayor en la orilla, por lo cual en lo siguiente se tomará el pilote de centro y sus efectos para los cálculos de hundimientos.

#### Resistencia en la punta

$$Q_{pu} = a_p \sigma_b$$

A.3.11 (ref.1, pag.438)

que en la curva de compresibilidad a 33.5 m el esfuerzo crítico vale 1.5 Kg/cm<sup>2</sup>

$$Q_{pu} = \pi \times 0.15^2 \times 1.5 = 1.06 \text{ Ton}$$

la cual se considera despreciable.

#### Revisión del esfuerzo crítico

Estos se obtienen de las figuras 3 a 6

Prof m	$\sigma_b$ Ton/m <sup>2</sup>
8.4	9.6
11.80	9.4
16.55	10.0
20.10	10.0
24.40	10.7

29.05	11.5
33.50	14.8

y los valores de  $\sigma_b$  se han graficado en la figura 32 en la que se aprecia que ni aún con el esfuerzo  $\sigma_i$  correspondiente al fuste del pilote y no al promedio que es menor, son sobrepasados los esfuerzos  $\sigma_b$ . El más cercano a 29.05 m de profundidad tiene un esfuerzo  $(\sigma_i)_a$  promedio

$$(\sigma_i)_a = \sigma_i \frac{\bar{a}_{ez}}{a_o} = \frac{10.9 \times 15.8}{15.93} = 10.81 \text{ Ton/m}^2$$

y el factor de seguridad por este concepto es (ref.1, pag.296)

$$G_s = \frac{(\sigma_{bi} - \sigma_{oi})}{|(\sigma_i)_a - \sigma_{oi}|} = \frac{(11.5 - 9.18)}{(10.81 - 9.18)} = \frac{2.32}{1.63} = 1.42$$

el cual se considera satisfactorio, aunque sería deseable que fuera mayor.

#### Alivio de esfuerzos

La restricción impuesta por los pilotes al alivio de esfuerzos, se calculará para el centro, de acuerdo a la referencia 1, pagina 612

$$(\sigma_i)_{ex} = \bar{A}_i (\bar{\sigma}_{oi})_{ex} + \bar{B}_i (\sigma_i)_{ex} + \bar{C}_i (PF)_{i-1}$$

$$(PF)_i = |(\sigma_i)_{ex} - (\bar{\sigma}_{oi})_{ex}| \bar{a}_i$$

con los valores de  $\bar{A}_i$ ,  $\bar{B}_i$  y  $\bar{C}_i$  dados en A.3.8.

Aquí  $(\bar{\sigma}_{oi})_{ex}$  es la distribución de esfuerzos efectivos inicial debida al bombeo y la excavación que se muestra en la figura 34.  $(\bar{\sigma}_{oi})_{ex}$  es la distribución de esfuerzos efectivos de los efectos anteriores más la restricción de los pilotes.

Los cálculos que se muestran en la tabla 14 indican que la fricción

positiva se desarrolla hasta la profundidad de 13.1m teniendo un valor de 7.802 Ton. La distribución se muestra en la figura 34. Así mismo se ha revisado también que la resistencia en el fuste  $S_{Oz} < 0.3 q_u$  como se muestra en la figura 30. La tensión en el pilote deberá ser tomada en la punta del pilote por medio de fricción negativa, para que exista equilibrio.

$$(NF)_d = T_a = 7.802 \text{ Ton.}$$

Así, el esfuerzo en la punta será

$$(\sigma_{id})_{ex} = \sigma_{od} - T_a/a_d = 9.70 - 7.802/15.93 = 9.210 \text{ Ton/m}^2$$

La resistencia a este nivel según la ley  $S_{Oz} = K\phi\sigma = 0.33 \times 9.210 = 3.039 \text{ Ton/m}^2$  que, en la figura 30 resulta mayor que  $S_{Oz} = 0.3q_u = 1.5 \text{ Ton/m}^2$  a ese nivel, por lo cual deberá utilizarse esta última por ser más desfavorable. Las expresiones para la integración por pasos desde la punta hacia arriba serán entonces

$$(\sigma_{i-1})_{ex} = \sigma_{oi-1} - \frac{NF_i - \bar{w} s_{oi} \Delta z_i}{a_{i-1}} \dots\dots\dots A.3.12$$

$$y \quad (NF)_{i-1} = [\sigma_{oi-1} - (\sigma_{i-1})_{ex}] a_{i-1} \dots\dots A.3.13$$

con  $\bar{w} = 1.1r_o \times 2\pi = 1.037 \text{ m}$  y  $s_{oi} = 0.3q_u$ .

$$\text{La condición de frontera es } (NF)_i = 10.24 \text{ Ton y } T_i = (NF)_i - T_a \quad A.3.14$$

Los cálculos se muestran en la tabla 15, donde se ve que la fricción negativa se desarrolla de 28.6 m hasta 32.5 m y los resultados están graficados en la figura 34, en la que, además se han mostrado todos los esfuerzos calculados.

Revisión por alargamiento del pilote (pag.434, ref 1)

$$\delta_R' = \frac{T_a - \Delta T_a}{a \frac{E}{P}} (z_2 - z_1) \quad A.3.15$$

$$\Delta T_a = \frac{T_a}{\rho_e v_c M_{ea} E_p} \cdot \frac{\bar{a}_o}{a_p} \quad \text{A.3.16}$$

$$T_a = 7.802 \text{ Ton}$$

$$\rho_e = 0.3 \text{ (supuesto)}$$

$$v_c = 0.35, v_c = 0.6 \text{ (pag 45, ref .1)}$$

$$M_{ea} = 0.03 \text{ cm}^2/\text{Kg} = 0.003 \text{ m}^2/\text{Ton}$$

$$E_p = 150,000 \text{ kg/cm}^2 = 1,500,000 \text{ Ton/m}^2$$

$$a_p = \pi \cdot 0.15^2 = 0.0707 \text{ m}^2$$

$$\bar{a}_o = 15.93 \text{ m}^2$$

$$\Delta T_a = \frac{7.802 \times 15.93}{0.3 \times 0.6 \times 0.003 \times 1,500,000 \times 0.0707} = 2.17 \text{ Ton}$$

$$z_2 = 28.6$$

$$z_1 = 13.1$$

$$\delta_R' = \frac{7.802 - 2.17}{0.0707 \times 1,500,000} (28.6 - 13.1) \times 100 = 0.08 \text{ cm}$$

$$y \Delta \sigma_{ep} = \frac{\Delta T_a}{\bar{a}_o} = \frac{2.17}{15.93} = 0.136 \text{ T/m}^2$$

valores que son despreciables.

#### A.4. CALCULO DE EXPANSIONES Y ASENTAMIENTOS

##### Expansiones debidas a la excavación.

El cálculo se divide en dos partes:

- a) Expansiones debidas al alivio de esfuerzo por excavación, bombeo y restricción por pilotes, desde  $z = 7\text{m}$  hasta  $z = 32.5\text{m}$ , profundidad de desplante de los pilotes.
- b) Expansiones debido al alivio de esfuerzos por excavación, bombeo y restricción de pilotes desde  $z = 32.5\text{m}$  hasta  $z = 55.4\text{m}$ .

a) Expansiones de  $z = 7\text{m}$  a  $z = 32.5\text{m}$ .

Debido a que el alivio de esfuerzos tiende a ser uniforme debido a la presencia de los pilotes, se tomará como representativo el correspondiente

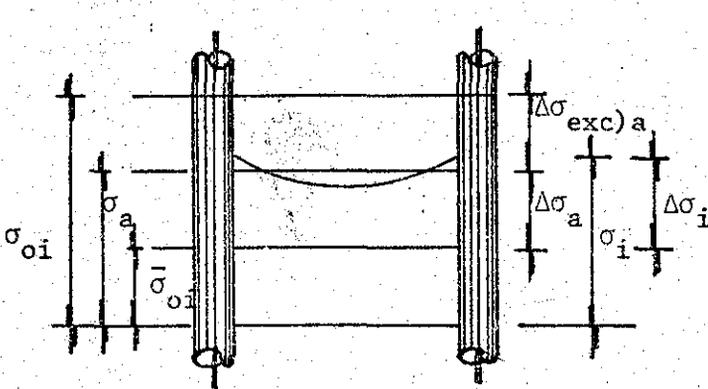
al pilote del centro para toda el area debajo de la cimentación, figura 34 (area oscura), utilizando la siguiente expresión ( pag.433,ref.1)

$$\delta_e = \sum_{7}^{13.1} \rho_e v_c M_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i + \sum_{28.6}^{32.5} \rho_e v_c M_{ei} (\sigma_{oi} - \sigma_i) \Delta z_i + \delta_R'$$

donde  $\sigma_{oi} - \sigma_i = (\Delta\sigma_{exc})_a$  y donde  $\delta_R'$  ( A.3) se mostró como despreciable.

La división de estratos y cálculos se muestran en la tabla 16 con  $v_c = 0.74$  para  $v = 0.3$ , ya que la deformación lateral esta restringida por la estratificación y los pilotes. Los  $M_{ei}$  son obtenidos de la figura 24.A. y  $\rho_e$  de la expresión  $\rho_e = (\Delta\sigma/\sigma_o)^{c-1}$ ,  $c=1.5$ .

Los valores de alivio de la figura 34 corresponden al fuste del pilote y en el suelo entre los pilotes el alivio será mayor.



$$T_i = \Delta\sigma_i \bar{a}_i$$

$$(\Delta\sigma)_a = \frac{\bar{a}_i}{a_o} \quad \Delta\sigma_i = \frac{T_i}{a_o}$$

$$(\Delta\sigma_{exc})_a = (\sigma_{oi} - \bar{\sigma}_{oi}) - \Delta\sigma_a$$

$$(\Delta\sigma_{exc})_a = (\sigma_{oi} - \bar{\sigma}_{oi}) - T_i/a_o$$

Por otro lado, el alivio no será el mismo en todos los pilotes, siendo menor en los de orilla y menor aún en los de esquina. Para obtener un mejor promedio que dé la expansión media se usará

$$(\Delta\sigma_{exc})_a = (\sigma_{oi} - \bar{\sigma}_{oi}) - nT_i/A$$

- $\sigma_{oi}$  = esfuerzos iniciales antes de la excavación, fig. 34
- $\bar{\sigma}_{oi}$  = esfuerzos con excavación y bombeo, fig.34
- $n$  = número de pilotes = 25
- $T_i$  = tensión en el pilote, fig. 34
- $A$  = Area de la cimentación =  $324 \text{ m}^2 = 3.24 \times 10^6 \text{ cm}^2$

b) Expansiones de 32.5 m a 55.4 m.

Aquí se hará un cálculo de interacción suelo estructura, para lo cual se considerará al nivel de desplante de pilotes a 32.5 m, un área dividida en fajas como se muestra en las figuras 29 y 35, de 20x20 m. fajas de 4 m de ancho cada una.

El esfuerzo promedio de descarga debido a la excavación se tomará como:

$$(\Delta\sigma_{exc})_{da} = \sigma_{od} - \bar{\sigma}_{od} = 9.70 - 9.37 = 0.33 \text{ Ton/m}^2$$

donde  $\bar{\sigma}_{od}$  se extrajo de la tabla 12 debido a la excavación y bombeo.

Matriz de influencias.

Para suelo estratificado pero no totalmente restringido de deformación lateral, se usara  $\chi=2$ , que utilizando el algoritmo de la pag.156, ref.1

Banda 1	: B=9m	x=1	$\lambda=2$
Banda 2	: B=9m	x=4	$\lambda=4$
Banda 3	: B=9m	x=8	$\lambda=4$
Banda 4	: B=9m	x=12	$\lambda=4$
Banda 5	: B=9m	x=16	$\lambda=4$

$$I_{ji} \times 10^{-3} =$$

Estrato	$z_a'$ m	1	2	3	4	5
G	1.5	949.0	31.9	3.3	0.8	0.3
H	7.975	188.1	65.3	27.8	11.2	4.9
I	13.425	81.3	35.1	23.2	13.5	7.6
J	19.20	42.9	19.9	15.8	11.4	7.7

$\times 10^{-3}$

La expansión se calculará en forma matricial como ( pag 279, ref.1)

$$[\delta_{ei}] = [\bar{\delta}_{ji}]^T \times [q_i] \quad A.4.1$$

donde  $[q_i]$  es la matriz de cargas, supuesta uniforme e igual a  $0.33 \text{ T/m}^2$

$$\text{y } [\bar{\delta}_{ji}] = [I_{ji}^N]^T |\alpha_e^N| \quad A.4.2$$

donde  $[I_{ji}^N]$  es la matriz de influencias calculada anteriormente y  $|\alpha_e^N|$  es la matriz de módulos de expansión unitaria correspondiente a cada estrato, donde

$\alpha_e^N = (M_e \cdot d)_i^N$  y  $d_i$  = espesor del estrato considerando N y  $M_e = \rho_e \nu_c M_{ei}$  con  $\nu_c = 1$ , pues el desplazamiento lateral no está completamente restringido y es más desfavorable.

$$\rho_e = \left( \frac{\Delta\sigma_i}{\sigma\sigma_i} \right)^{c-1} \quad \text{y } c = 1.5 \quad A.4.3$$

y los  $M_{ei}$  obtenidos de la figura 24-A.

y  $\Delta\sigma_i$  = cambio de esfuerzos al nivel medio del estrato N, determinado para el centro de la excavación con  $\chi = 2$ , y restando el aumento de esfuerzos efectivos por efecto de bombeo, sólo para el estrato G. Entonces

$$\Delta\sigma_i = \frac{\lambda_i \gamma_w}{10} - I_z \Delta p \quad A.4.4 \text{ ( ref. 2)}$$

con  $\Delta p = 0.33 \text{ Ton/m}^2 = 0.033 \text{ Kg/cm}^2$  y para los estratos inferiores  $\lambda_i = 0$  pues se ha considerado que el abatimiento ya no influye bajo el estrato de arena I.

Puesto que la matriz de influencias calculada no contempla el abatimiento por bombeo en el estrato G, este cálculo se hará aparte y se restará del que se calcule mediante la expresión A.4.1  $(\delta_e^G)_\lambda = -\lambda \alpha_e^G \gamma_w$ . Los cálculos se muestran en la tabla 17.

y de aquí,  $|\bar{\delta}_{ji}|$  de la ecuación A.4.2

$$[\delta_{j1}] = 10^{-3} \begin{bmatrix} 949.0 & 188.1 & 81.3 & 42.9 \\ 31.9 & 65.3 & 35.1 & 19.9 \\ 3.3 & 27.8 & 23.2 & 15.8 \\ 0.8 & 11.2 & 13.5 & 11.4 \\ 0.3 & 4.9 & 7.6 & 7.7 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.860 \\ 1.453 \\ 0.540 \\ 0.575 \end{bmatrix} =$$

$$[\delta_{j1}] = \begin{bmatrix} 1.158 \\ 0.153 \\ 0.065 \\ 0.031 \\ 0.016 \end{bmatrix} \text{ cm}^3/\text{Kg}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

entonces la matriz  $[\delta_{j1}]^T$  y  $[\delta_{ie}]$  son, de A.4.1

$$[\delta_{ie}] = \begin{bmatrix} 1.158 & 0.153 & 0.065 & 0.031 & 0.016 \\ 0.153 & 1.158 & 0.153 & 0.065 & 0.031 \\ 0.065 & 0.153 & 1.158 & 0.153 & 0.065 \\ 0.031 & 0.065 & 0.153 & 1.158 & 0.153 \\ 0.016 & 0.031 & 0.065 & 0.153 & 1.158 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.033 \\ 0.033 \\ 0.033 \\ 0.033 \\ 0.033 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.047 \\ 0.051 \\ 0.053 \\ 0.051 \\ 0.047 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

que, como se ve son del orden de 0.05 cm y como tal se tomarán. Por otro lado

$$(\delta_e^G)_\lambda = -0.02 \times 0.860 = -0.017 \text{ cm}$$

entonces, la expansión media debida a la excavación es:

$$(\delta_e) = \sum_{7}^{32.5} \delta_e + \sum_{32.5}^{55.4} \delta_e - (\delta_e)_\lambda = 2.129 + 0.05 - 0.017 = 2.11 \text{ cm}$$

que como se ve, ha sido minimizada por el bombeo y los pilotes

### Cálculo de asentamientos

El cálculo de asentamientos se dividirá en varias partes, a partir de las diferentes distribuciones obtenidas en la figura 34 para  $t=50$  años.

1) Asentamiento por recompresión parcial de 7 a 8.5 m de profundidad (área con líneas inclinadas, fig. 34).

$$\delta_{s1} = \sum_{7}^{8.5} v_c M_{rci} [\sigma_i - (\sigma_i)_{ex}] \Delta z_i \quad A.4.5$$

Donde  $M_{rci}$  es el módulo de deformación por recompresión parcial, que se supondrá igual al módulo de expansión  $M_{er} = \rho_{ei} M_{eo}$ , obtenido el  $M_{eo}$  de la figura 24, dado que la recompresión es pequeña en comparación al alivio de esfuerzos..

$$M_{rci} = \rho_{ei} M_{eo} \quad A.4.6$$

donde  $M_{eo} = 0.029$  y  $\rho_{ei} = \left(\frac{\Delta\sigma}{\sigma_o}\right)^{c-1}$  con  $c = 1.5$  y  $v_c = 0.74$  para los dos estrates considerados.

Para cálculos ver tabla 18, donde  $\delta_{s1} = 0.0199 \text{ cm}$

2) Expansión por alivio de esfuerzos permanente de 9 a 15.9 m de profundidad (área vertical, figura 34)

$$\delta_{s2} = -\sum_{9}^{15.9} \rho_{ei} v_c M_{rci} [(\sigma_i)_{ex} - \sigma_i] \Delta z_i \quad A.4.7$$

Los cálculos se muestran en la tabla 19, donde  $\delta_{s2} = -4.41 \text{ cm}$

3) Asentamiento por compresión de 15.9 a 32.5 m (área con líneas horizontales, fig.34)

$$\delta_{s3} = \sum_{15.9}^{32.5} v_i m_i (\sigma_i - \sigma_{oi}) \Delta z_i \quad A.4.8$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

donde  $m_{vi} = m_{ep} \left[ F(T_v - T_{oi}) + \beta \text{Log} \left[ 1 + \frac{4.62(T_v - T_{vc} \cdot A_2)}{\beta} \right] \right]$  (pag.101, ref.1),

donde 
$$A_2 = 1 - \frac{2.72a - 1}{4.62 T_{vc} / \beta} \quad (\text{ pag.100 ref.1})$$

y 
$$a_2 = \left( 1 + \frac{4.62 T_{vc}}{\beta} \right)^{-1/4.62(T_{vc}/\beta)} \quad (\text{ pag.99, ref.1})$$

y 
$$T_{oi} = \frac{4}{\pi^2} \text{Log} \frac{4}{\pi^2} \frac{(e^{(\pi^2/\mu)T_{vc}-1})}{T_{vc}}$$

donde  $m_{ep}$ ,  $u_t$ ,  $c_v$  ó  $c_{vp}$  se obtienen de las tablas 7 a 21.

para el esfuerzo 
$$\sigma_a = \frac{\sigma_i + \sigma_{oi}}{2}$$

y 
$$T_{vc} = \frac{c_v}{H^2} t_c \quad \text{con } t_c = 1 \text{ año} = 3.154 \times 10^7 \text{ sec.}$$

y H tomado como  $d/2$  ó  $d$  según las condiciones de drenaje ó la comparación de las permeabilidades.

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad \text{para } t = 50 \text{ años con } \bar{H} = H/2$$

$$\beta = m_t / m_{ep}$$

Ver cálculos en la tabla 20 y 21 de donde  $\delta_{s_3} = 25.14 \text{ cm.}$

4) Asentamientos por recompresión de 28.6 a 32.5 m. ( area con líneas inclinadas, fig.34)

$$\delta_{s_4} = \sum_{z=28.6}^{32.5} \rho_c m_{vi} [(\sigma_{oi} - (\sigma_i)_{ex})] \Delta z_i \quad \text{A.4.9}$$

donde 
$$\rho_c = \rho_e \frac{1 + k_{vpo} \Delta \sigma_r / \sigma_{oi}}{1 + k_{vpo}} \quad \text{y} \quad \rho_e = \frac{\Delta \sigma_r}{\sigma_o}^{c-1} \quad \text{A.4.10}$$

y se supondrá  $k_{vpo} = 1$  y  $c = 1.5$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los  $m_{vi}$  correspondientes a 50 años se tomarán como los calculados en la tabla 20, aceptando que el error al determinar  $m_{ep}$ ,  $m_t$  y  $c_v$  sea pequeño pues el nivel de esfuerzos promedio sería menor que el que corresponde a la recompresión, pero no demasiado, pues los hundimientos son pequeños y no se induce gran error.

Los cálculos se muestran en la tabla 22, donde  $\delta_{s4} = 3.53$  cm

5) Asentamientos por compresión de los estratos debajo del nivel de desplante de los pilotes, de 32.5 a 55.4 m.

Puesto que los pilotes están fallando plásticamente, los pilotes seguirán el hundimiento mayor en el centro, entonces

$$\delta_{s5} = \sum_{32.5}^{55.4} m_{vi} \Delta\sigma_i \Delta z_i \quad A.4.11$$

donde  $\Delta\sigma_i = I_o \Delta p$  bajo el centro del área cargada de 20x20 m, con  $\chi=2$  y  $\Delta p = \sigma_i - \sigma_{oi}$  a 32.5 m de profundidad, ya que a ese nivel  $\bar{a}_{ez} = \bar{a}_o = 15.93 \text{m}^2$ .

Los cálculos de  $m_{vi}$  se muestran en la tabla 20 y los asentamientos en la figura 21, donde

$$\delta_{s5} = 9.69 \text{ cm}$$

El asentamiento total será entonces

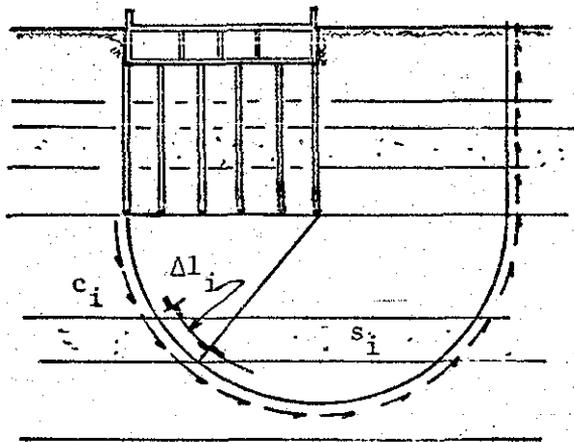
$$\delta_s = \sum \delta_{si} + \delta_e = 0.199 + 4.411 + 25.14 + 3.53 + 9.69 + 2.11$$

$$\delta_s = 36.26 \text{ cm en 50 años.}$$

#### A.5. FACTOR DE SEGURIDAD

La estratigrafía debajo de la base de los pilotes, así como su resistencia media a partir de las características estratigráficas, se muestra en la figura 36. Calculando la capacidad de carga del grupo de pilotes.

$$Q_{gb} = 3.64 \alpha L \sum_{i=1}^n s_i \Delta L_i \quad A.5.1$$



donde  $\alpha = 1.2$

$L = 17 \text{ m.}$

Estrato	$s_i$ T/m <sup>2</sup>	$\Delta l_i$ m	$s_i \Delta l_i$ T/m
G	2.5	3.26	8.15
AI	8.4	2.22	18.65
H	4.0	7.56	30.24
I	6.0	9.20	55.20
J	6.0	4.45	26.7
$\Sigma s_i \Delta l_i$			138.94 x 2 = 277.88 Ton/m.

$$Q_{gb} = 3.64 \times 1.2 \times 17 \times 277.88 = 20634 \text{ Ton.}$$

Considerando que debido a la expansión por el hincado de los pilotes y su consiguiente recuperación se genere fricción negativa en toda la profundidad, incluido el cajón, con una resistencia  $c_i = 1/2 q_u$ , en el perímetro del grupo ( pag. 378, ref.1)

$$(NF)_g = 4(L+B) \sum_1^n c_i d_i$$

Estrato	$c_{ia}$ T/m <sup>2</sup>	$d_i$	$c_i d_i$
A	2.6	9.6	24.96
B	3.66	4.9	17.93
C	2.33	3.8	8.85
D	2.83	4.7	13.30
E	2.00	3.5	7.00
F	4.67	3.5	16.35
G	2.50	2.5	6.25

$$\Sigma c_i d_i = 94.64$$

$$L=B=9m$$

$$(NF)_g = 4(18) \times 94.64 = 6814 \text{ Ton.}$$

La carga debida al peso efectivo del edificio, es pues, descontando la presión del agua al nivel de desplante.

$$W_T = 3385.8 \text{ Ton}$$

$$W_e = W_T - u_{od} A = 3385.8 - 5.45 \times 324 = 1620 \text{ Ton.}$$

y el factor de seguridad

$$G_s = \frac{Q_{gb}}{W_a + (NF)_g} = \frac{20634}{1620 + 6814} = 2.44$$

el cual puede considerarse satisfactorio dado que se ha considerado la condición más desfavorable de desarrollo de fricción negativa a toda profundidad de la cimentación, lo cual sería al principio de la vida de la obra. Un abatimiento del NAF produciría una disminución del FS, pero también una consolidación que aumentaría la resistencia en los estratos.

#### A.6. ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION

##### Ataguía

Se propuso hacer la excavación a 7 m de profundidad. Se propondrá también colocar tres niveles de troqueles. El primero a 2 m de profundidad, el segundo a 4m de profundidad, y el tercero a 6 m de profundidad, como se muestra en la figura 37. Puesto que se está inyectando agua, se supondrá también que la distribución de presiones sobre la tablestaca es la hidrostática que además es más desfavorable, las propiedades medias que se tomaron para los estratos se muestran en la figura 37. La tablestaca se supondrá de 11m de profundidad, con una sobrecarga exterior por reglamento de  $1.5 \text{ T/m}^2$  y una tablestaca de concreto de 30 cm de espesor.

##### Presiones horizontales

Las presiones verticales ( $\bar{p}_{oi}$ ) resultado de las presiones en el suelo

y la sobrecarga  $\bar{p}_{oi} = p_{oi} + q$ , y los diagramas de esfuerzos verticales efectivos  $\bar{\sigma}_{oi} = \bar{p}_{oi} - u_h$  y esfuerzos horizontales totales  $p_h = \sigma_n + u_h$ , se muestran en las figuras 37 y 38, respectivamente, y los cálculos en la tabla 23.

Cálculo de la presión horizontal según Rankine

$$\sigma_h = \frac{1}{N\phi} \bar{\sigma}_{oi} - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} \quad \text{A.6.1}$$

donde, de 0 a 4 m  $N\phi = \tan^2(45 + \phi/2) = 2.46; \sqrt{N\phi} = 1.57$

y de 4 a 9.5 m  $N\phi = 1, c = 2.6 \quad \sigma_h = \sigma_{oi} - 5.6$

y de 9.5 a 11 m  $N\phi = 1, c = 3.5 \quad \sigma_h = \sigma_{oi} - 7.0$

El diagrama se muestra en la figura 37 y los cálculos en la tabla 23.

Envolvente de presiones de Terzaghi-Peck.

$$p_h = q/N\phi + 1.14 \frac{E_A'}{D} \quad \text{A.6.2 (pag.473, ref.1)}$$

donde  $E_A'$  es el empuje activo sin sobrecarga multiplicado por 1.1 y puede considerarse el área bajo la distribución  $p_h$  encontrada, menos el efecto de sobrecarga, hasta el nivel 7 m.

Prof. m		$\Delta E_A$
0 - 1.65	$(0.61 + 1.81)1.65/2$	2.00
1.65 - 2.00	$(1.81 + 2.25)0.35/2$	0.71
2 - 3	$(2.25 + 3.61)1.0/2$	2.93
3 - 4	$(3.61 + 4.76)1/2$	4.19
4 - 7	$(3.09 + 6.72)3/2$	14.72

$$E_A = 24.55 \text{ Ton.}$$

$$E_A' = (24.55 - 0.61 \times 7)1.1 = 22.30 \text{ Ton.}$$

y de aquí

$$p_d = \frac{1.14 E_A'}{D} = \frac{1.14 \times 22.30}{7} = 3.63 \text{ Ton/m}^2$$

Entonces se tiene la siguiente distribución de presiones para este criterio

$$\text{Profundidad } 0 \quad p_h = 0.61$$

lineal hasta la profundidad  $0.25 \times D = 0.25 \times 7 = 1.75\text{m}$  y desde ahí hacia abajo

$$p_h = q/N\phi + p_d = 0.61 + 3.63 = 4.24 \text{ Ton/m}^2$$

mismo que se ha sobrepuesto en el diagrama de Rankine para determinar los mayores empujes, con los que se determina la envolvente de presiones, ver figura 38.

El empuje total  $E_A$  se ha calculado en la tabla 24, en base a la figura 38.

El empuje total vale 63.00 Ton/m y su punto de aplicación es a una profundidad de

$$z_E = \frac{426.75}{63} = 6.77\text{m}$$

#### Diseño de tablestacado y troquelamiento

Se propone hacer troquelamiento a los niveles 2, 4 y 6m, es decir tres niveles de troqueles, y dado que el suelo es muy blando deberá diseñarse la tablestaca con la suficiente rigidez para que no se sobrepase el valor del empuje pasivo en la parte interna, con un factor de seguridad de 2. Para lograr esto, se determina el momento máximo actuante suponiendo que se forme una articulación al colocar cada nivel de troquelado en las siguientes alternativas:

1) Excavación a 2.25 m de profundidad antes de poner el primer nivel de troqueles, para lo cual se ha supuesto empotramiento a 2.25m de profundidad.

La resultante del empuje activo hasta 2.25m de profundidad es, (no considerando aquí la distribución de Terzagui, Peck) tomándola lineal hasta 2.25.

Nivel m	Operación	Fza. Ton	Brazo m	Momento T·m/m
0 - 2.25	0.61x2.25/2	0.69	0.75	0.52
	2.59x2.25/2	2.91	1.50	4.37
		3.60		4.89

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$E_A(2.25) = 3.60 \text{ Ton.}$$

$$y_A(2.25) = \frac{4.89}{3.6} = 1.36 \text{ m}$$

y el momento es

$$M_{2.25} = 3.6 \times (2.25 - 1.36) = 3.21 \text{ Tonxm/m.}$$

2) Colocación del primer nivel de troquelado a 2m de profundidad y excavación a 4.25m de profundidad. El momento máximo se tendrá a 2m, es decir, en el primer nivel de troquelado, donde se supondrá una articulación plástica cuyo momento vale, por equilibrio:

$$M_p = E_A y_a - \frac{E_p y_p}{FS} \quad A.6.3$$

con  $FS=2$ , donde  $E_A = 63.0 \text{ Ton}$ ,  $y_a = 6.77 - 2 = 4.77 \text{ m}$  y  $E_p y_p$  es el momento resistente disponible debido al empuje pasivo, dividido entre un factor de seguridad de 2. Suponiendo una superficie de falla circular con centro en el nivel 2m, el momento resistente  $E_p y_p$  es (ver fig.39)

$$M_R = E_p y_p = R \sum c_i \Delta l_i \quad \text{con } R = 11 - 2 = 9\text{m}$$

donde  $\Delta l_1 = \frac{43}{180} \times \pi \times 9 = 6.75\text{m}$        $\Delta l_2 = \frac{33}{180} \times \pi \times 9 = 5.18 \text{ m}$

$$c_1 = 2.6 \text{ T/m}^2 \quad \text{y } c_2 = 3.5 \text{ T/m}^2$$

$$E_p y_p M_R = 9(6.75 \times 2.6 + 5.18 \times 3.5) = 321.23 \text{ Tonxm/m}$$

y de aquí  $M_p = 63 \times 4.77 - 321.23 = 13.99 \text{ Tonxm/m}$

3) Colocación del segundo nivel de troquelado a 4m de profundidad y excavación hasta 6.25 m de profundidad. Aquí, el momento máximo en la tableta se tendrá a 4m de profundidad, es decir, en el segundo nivel de troquelado y con una superficie de falla circular con centro a 4m, el momento resistente vale, con  $R=11-4 = 7\text{m}$  (ver fig.39)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$\Delta l_1 = 34\pi \times 7 / 180 = 4.15\text{m} \quad \Delta l_2 = 37\pi \times 7 / 180 = 4.52\text{m}$$

$$E_{p y} = M_R = 7(4.15 \times 2.6 + 4.52 \times 3.5) = 186.27 \text{ Txm/m}$$

$$y \quad E_A = 63.0 \text{ Ton} \quad y_a = 6.77 - 4 = 2.77\text{m}$$

$$M_p = 63 \times 2.77 - 186.27 / 2 = 81.4 \text{ Txm/m}$$

4) Colocación del tercer nivel de troqueles a 6m de profundidad y excavación hasta 7m de profundidad.

$$R = 11 - 6 = 5\text{m} \quad (\text{ver fig. 39})$$

$$\Delta l_1 = 33\pi \times 5 / 180 = 2.88\text{m} \quad \Delta l_2 = 45\pi \times 5 / 180 = 3.93\text{m}$$

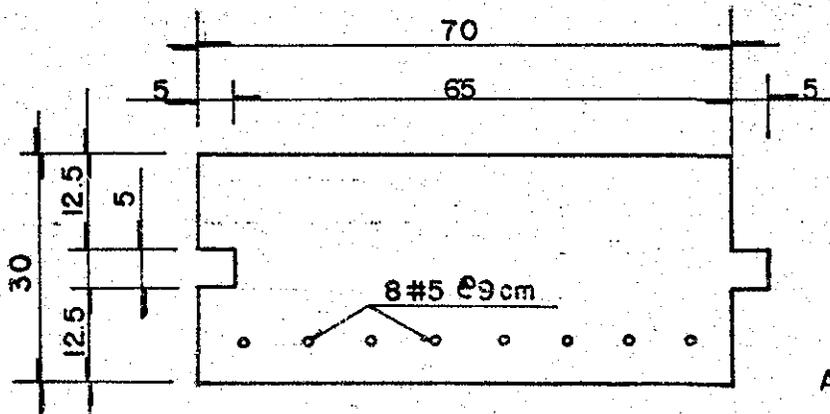
$$E_{p y} = 5(2.88 \times 2.6 + 3.93 \times 3.5) = 21.23 \text{ Tonxm/m}$$

$$y \quad E_A = 63 \text{ Ton} \quad y_a = 6.77 - 6 = 0.77\text{m}$$

$$M_p = 63 \times 0.77 - 21.23 / 2 = 37.90 \text{ Txm/m}$$

Como se ve el momento plástico mayor requerido es de 81.4 Txm/m. Para una longitud unitaria y un espesor de tablestaca de 30 cm de concreto,  $f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2 = 3500 \text{ Ton/m}^2$ . Si la tablestaca se construye de 70 cm de ancho

$M_{pu} = 81.4 \times 0.7 = 56.98 \text{ Tonxm} = 56.98 \times 10^5 \text{ Kgxcn}$  con el acero como se muestra en la siguiente figura.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Acotaciones en cm

De acuerdo con el Reglamento de construcciones del DDF, para vigas sobre forzadas donde se pueda generar momento plástico.

$$M_R = F_R b d^2 f_c q (1-0.5q) \quad A.6.4$$

donde  $b=70\text{cm}$ ,  $h=30\text{cm}$ ,  $d=25\text{cm}$

"  $f_c = 350\text{ kg/cm}^2$  y  $F_y = 4200\text{ kg/cm}^2$

El  $f_c^*$  reducido

$$f_c^* = 0.8 f_c = 0.8 \times 350 = 280\text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.85 f_c = 0.85 \times 280 = 238\text{ kg/cm}^2$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$P_b = \frac{f_c^*}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} \cdot \frac{238}{4200} \cdot \frac{4800}{10200} = 0.0267$$

$$P_{\text{máx}} = 0.75 P_p = 0.75 \times 0.0267 = 0.0200$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{350}}{4200} = 0.0031$$

y substituyendo en A.6.4  $F_R = 1$  (diseño plástico)

$$57 \times 10^5 = 70 \times 25^2 \times 238 \times 2 (2q - q^2)$$

$$q^2 - 2q + 0.2737 = 0$$

$$q = 2 - \frac{\sqrt{4 - 4 \times 0.2737}}{2} = 0.147$$

$$p = 0.147 \times \frac{238}{4200} = 0.00837 > P_{\text{mín}} \text{ y } < P_{\text{máx}}$$

El acero de refuerzo es

$$A_s = 0.00837 \times 25 \times 70 = 14.65\text{ cm}^2$$

Se colocarán:

8 Varillas de 5/8" de diámetro.

Lo cual implica una tablestaca muy rígida.

### Flujo Elástico en el fondo de la excavación

Con objeto de revisar la estabilidad del fondo de la excavación se analizarán los 5 círculos propuesto en la fig. 40 con la estrafigrafía mostrada.

La resistencia arriba del nivel de excavación es constante y vale.

$$\sum s \Delta z = 1.3 \times 3 + 2 \times 1 + 3 \times 2.6 = 13.7 \text{ Ton/m.}$$

para todos los círculos, donde se calculará el momento resistente

$$M_r = R [\sum s_i \Delta l_i + \sum s_i \Delta z_i] \quad \text{A.6.5}$$

y el momento actuante

$$M_A = \bar{p}_{od} R^2 / 2 = (10.45 + 1.5) R = \frac{11.95 R^2}{2} = 5.975 R^2$$

el factor de seguridad es

\* Círculo 1,  $R = 4 \text{ m.}$

$$\Delta l_1 = \frac{37}{180} \pi \times 4 = 2.58 \text{ m}; \quad \Delta l_2 = (53/18) \pi (4) = 3.7 \text{ m}$$

$$\sum s_i \Delta l_i = 2 (2.58 \times 2.6 + 3.7 \times 3.5) = 39.32 \text{ Ton/m.}$$

$$M_r = 4 (39.32 + 13.7) = 212 \text{ Ton m/m.}$$

$$M_A = 5.975 \times 4^2 = 95.6 \text{ Ton m/m.}$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$G_{S1} = 212/95.6 = 2.22$$

\*Círculo 2, R=7

$$\Delta l_1 = (19.5/180)\pi \times 7 = 238 \text{ m}, \quad \Delta l_2 = (70.5/180)\pi \times 7 = 8.61 \text{ m}.$$

$$\Sigma S_i \Delta l_i = 2(2.38 \times 2.6 + 8.61 \times 3.5) = 72.66$$

$$M_R = 7(72.66 + 13.7) = 604.5$$

$$M_A = 5.975 \times 7^2 = 292.77$$

$$G_{S2} = 604.5/292.77 = 2.065$$

\*Círculo 3, R=11.3

$$\Delta l_1 = (12/180)\pi \times 11.3 = 2.37 \text{ m} \quad \Delta l_2 = (28/180)\pi \times 11.3 = 5.52 \text{ m}$$

$$\Delta l_3 = (50/180)\pi \times 11.3 = 9.86 \text{ m}.$$

$$\Sigma S_i \Delta l_i = 2(2.37 \times 2.6 + 5.52 \times 3.5 + 9.86 \times 2.3) = 96.32 \text{ T/m}$$

$$M_R = 11.3(96.32 + 13.7) = 1243.3 \text{ Txm/m}$$

$$M_A = 5.975 \times 11.3^2 = 762.95$$

$$G_{S3} = 1243.37/762.95 = 1.63$$

\*Círculo 4, R= 16m

$$\Delta l_1 = (9/180)\pi \times 16 = 2.51 \text{ m}, \quad \Delta l_2 = (19/180)\pi \times 16 = 5.3 \text{ m}.$$

$$\Delta l_3 = (17/180)\pi \times 16 = 4.75 \text{ m}, \quad \Delta l_4 = (45/180)\pi \times 16 = 12.57 \text{ m}.$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$\Sigma s_i \Delta l_i = 2(2.51 \times 2.6 + 5.3 \times 3.5 + 4.75 \times 2.3 + 12.57 \times 2.8) = 339.0$$

$$M_r = 16(339 + 13.7) = 5643.6 \text{ Ton} \times \text{m/m}$$

$$M_A = 5.975 \times 16^2 = 1529.6$$

$$G_{s4} = 5643.6 / 1529.6 = 3.69$$

★ Círculo 5, R=18m

$$\Delta l_1 = (8/180) \times \pi \times 18 = 2.51 \text{ m.} \quad \Delta l_2 = (17/180) \times \pi \times 18 = 5.34 \text{ m.}$$

$$\Delta l_3 = (14/180) \times \pi \times 18 = 4.40 \text{ m.} \quad \Delta l_4 = (25/180) \times \pi \times 18 = 7.85 \text{ m.}$$

$$\Delta l_5 = (26/180) \times \pi \times 18 = 8.17 \text{ m.}$$

$$\Sigma s_i \Delta l_i = 2(2.51 \times 2.6 + 5.34 \times 3.5 + 4.40 \times 2.3 + 7.85 \times 2.8 + 8.17 \times 2) = 147.3$$

$$M_r = 18(147.3 + 13.7) = 2898.2$$

$$M_A = 5.975 \times 18^2 = 1935.9$$

$$G_{s5} = 2898.2 / 1935.9 = 1.5$$

El factor de seguridad contra falla de fondo corresponde al círculo 5,  $G_s = 1.5$ .

#### Desplazamientos laterales en la ataguía

Se calcularán mediante la expresión ( ref.2)

$$\delta_x = (2M_h E_T L / c \tan \alpha) \ln (c+L/c-L)$$

A.6.6

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

donde  $M_h$  es el módulo de deformación unitario horizontal. Para esto, se calculará el vertical, para el promedio de esfuerzos a la profundidad promedio del empotramiento de la ataguía,  $z = 9\text{m}$ .  $\sigma_{oi} = 0.53 \text{ Kg/cm}^2$  y después

de la excavación y con bombeo y pilotes  $\sigma_i = 0.345 \text{ Kg/cm}^2$  ( figura 34).

El esfuerzo promedio es  $\sigma = (0.53+0.345)/2 = 0.4375 \text{ Kg/cm}^2$ . De la curva

→  $m_{ep} - \sigma$  en la figura 7,  $m_{ep} = 0.0170$  y  $M_z = m_{ep} / v_c$  y para  $v = 0.3$ ,  $v_c = 0.67$

(pag.45,ref 1) entonces

$$M_z = 0.0170/0.67 = 0.0254 \text{ cm}^2/\text{Kg}.$$

Se considerará  $M_h = M_z = 0.0254 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ , para hacer un cálculo conservador.

$E_T =$  Empuje total compuesto de 3 partes

- a) Empuje activo de 7 a 11 m de la figura 38 que ya incluye el empuje hidrostático fuera de la tablestaca.

$$E_{A7-11} = ((6.71+9.61)/2)2.5 + ((8.12+9.9)/2)1.5 = 33.9 \text{ Ton}.$$

- b) Empuje hidrostático dentro de la tablestaca, con el NAS a 8m de profundidad.

$$U = 3 \times 3/2 = 4.5 \text{ Ton}.$$

$$E_T = E_{A7-11} - U = 33.9 - 4.5 = 29.4 \text{ Ton/m} = 294.0 \text{ Kg/cm}$$

$$L = 18 \text{ m} = 1800 \text{ cm}$$

$$\alpha = 45^\circ, \quad \tan \alpha = 1$$

$$h = \text{profundidad de empotramiento} = 400 \text{ cm}$$

$$c = \frac{\sqrt{4hL + L^2 \tan \alpha}}{\tan \alpha} = \frac{\sqrt{4 \times 400 \times 1800 + (1800)^2 \times 1}}{1} = 2474 \text{ cm}.$$

$$\delta_{x_{p=1}} = \frac{2 \times 0.0254 \times 294 \times 1800}{2474 \times 1} \ln \frac{2474 + 1800}{2474 - 1800} = 84.9 \text{ cm}.$$

si  $\rho_e = (\Delta \sigma / \sigma_{oi})^{c-1}$  con  $c = 1.5$

$$\Delta \sigma = 0.53 - 0.345 = 0.185, \quad \sigma_{oi} = 0.53$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$\rho_e = (0.185/0.53)^{0.5} = 0.59$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$\delta_x = \rho_e \delta_{x0=1} = 84.9 \times 0.59 = 50 \text{ cm.}$$

Lo anterior implica que con el objeto de conservar las dimensiones originales propuestas de la cimentación, el hincado del tablestacado y la excavación deberán hacerse 50 cm por fuera de la geometría planeada, es decir, la excavación debe ser, si las colindancias lo permiten, de 19m por lado.

## ANEXO B

MEMORIA DE CALCULO CON LOS CRITERIOS SUGERIDOS POR  
TERZAGUI- PECK.

## B.1. DETERMINACION DE LA PROFUNDIDAD DEL CAJON.

Profundidad del cajón

Para este análisis, se propone realizar un cajón hasta 4 m. de profundidad, es decir, con una compensación parcial. A esta profundidad, la compensación de la figura 0 es  $pod = 6.79 \text{ Ton/m}^2$

Descarga neta sobre el suelo

El peso de la estructura, hasta el nivel de piso es (A.1)  $W = 2640 \text{ Ton.}$ , - la cual transmite un esfuerzo.

$$w_1 = 2640/324 = 8.15 \text{ Ton/m}^2$$

Considerando un peso de cajón de  $1.5 \text{ Ton/m}^2$

$$w_t = 8.15 + 1.5 = 9.65 \text{ Ton/m}^2$$

Descontando la compensación, la presión que se descarga sobre el suelo es

$$w = 9.65 - 6.79 \text{ Ton/m}^2 = 2.86 \text{ Ton/m}^2$$

## B.2. PILOTES

Se propone la utilización de pilotes, de 30 cm. de diámetro hasta una profundidad de 32.5 m. la longitud de los pilotes es 28.5 m.

### Resistencia por fricción en los pilotes

Los valores de la fricción lateral en los pilotes se calculan de acuerdo a los propuestos por Tomlinson. Tomando los valores de  $q_u$  que se muestran en la figura 30 se calculan en la tabla 25 los  $f_s$  correspondientes (pag.533, referencia 3). De allí,  $\sum f_s \Delta z_i = 69.55 \text{ Ton/m}$ .

$$Q_{fu} = 2\pi r_o \sum f_s \Delta z_i = 2\pi \times 0.15 \times 69.55 = 65.55 \text{ Ton}$$

La carga admisible en los pilotes, con un factor de seguridad de 2.5

$$Q_{fa} = \frac{65.55}{2.5} = 26.22 \text{ Ton.}$$

### Número y Distribución de pilotes

$$\text{Número de pilotes} = n = \frac{wA}{Q} = \frac{2.86 \times 324}{26.22} = 35 \text{ pilotes.}$$

Se colocarán  $6 \times 6 = 36$  pilotes separados 3.20 m. entre centros, como se muestra en la figura 41

## B.3. ASENTAMIENTOS.

Se calcularán considerando la carga total del edificio menos la compensación menos la presión del agua al nivel 4 m., aplicada a  $2/3$  de la longitud de los pilotes, es decir a una profundidad  $4 + 2 \times 28.5/3 = 23 \text{ m}$ . De este ni-

vel hacia arriba, el suelo se consiera incompresible.

La distribución de esfuerzos sera considerando una disipación con  $26^\circ$  - de inclinación. Lo anterior se muestra esquemáticamente en la figura 42.

Presión al nivel 23 m.

$$w_e = \frac{2.86 \times 324}{16 \times 16} = 3.62 \text{ Ton/m}^2$$

### Cálculo de asentamientos

$$\delta_s = \sum_{23}^{55.4} m_{vi} \Delta \bar{p}_i \Delta z_i \quad \text{B.1.1.}$$

donde, de acuerdo a la distribución de esfuerzos mostrada en la figura 43

$$\Delta p = w_e \frac{A_p}{A_e} \quad \text{B.2.2.}$$

donde  $A_p$  es el área circundante a los pilotes

$$A_p = 16 \times 16 = 256 \text{ m}^2$$

y  $A_e$  es el área equivalente a la profundidad media de los estratos.

$$A_e = (B + z_a')^2 \quad \text{y } B = 16 \text{ m.} \quad \text{B.2.3.}$$

$$m_{vi} = \frac{\Delta e}{(1 + e_0) \Delta \bar{p}} \quad \text{B.2.4.}$$

$$\text{donde } \Delta e = e_0 - e$$

y  $e_0$  es la relación de vacíos correspondiente a la presión inicial  $\sigma_{oi}$  y  $e$  a la presión final  $\sigma_i = \sigma_{oi} + \Delta \bar{p}$ , a partir de las curvas de compresibilidad de la figuras 2 a 6.

Los cálculos se muestran en la tabla 26, dando como resultado  $\delta_s = 22$  cm. La recomendación de la misma referencia 3 es que se considere cimentación --

flexible, por lo cual el asentamiento obtenido se tomará como el estimado - por este método.

#### B.4. FACTOR DE SEGURIDAD.

De acuerdo con la referencia 3, pág. 538, la capacidad de carga por - grupo es

$$Q_g = q_d BL + D_f (2B + 2L)s \quad \text{B.4.1.}$$

$$\text{donde } q_d = 1.2 cNc \quad \text{con } Nc = 5.7$$

con una cohesión promedio, bajo 32.5 m. La cohesión promedio  $c_a$ , de la parte A.5

$$c_a = \frac{\sum Si \Delta Li}{\pi R} = \frac{277.38}{\pi \times 17} = 5.2 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_d = 1.2 \times 5.2 \times 5.7 = 35.6 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_d = 35.6 \times 16 \times 16 = 9113.6 \text{ Ton.}$$

La fricción en el grupo se considerara como negativa,  $D_f = 32.5$ ,  $B=L=16m$  y de la tabla 25,  $s = \sum q_{ui} \Delta z_i / D_f = 79.49 / 32.5 = 2.45 \text{ T/m}^2$

$$NF = D_f (2B + 2L) s = 32.5 \times 64 \times 2.45 = 5096 \text{ Ton.}$$

El peso de la estructura es:

$$Q_a = 2.86 \times 324 = 926.6 \text{ Ton.}$$

entonces

$$FS = \frac{Q_d}{Q_a + NF} = \frac{9113.6}{926.6 + 5096} = 1.5$$

aquí  $Q_d$  es muy conservadora pues no se ha tomado la resistencia sobre el nivel 32,5 m. Si se toma (A.5)  $Q_d = Q_{gb} = 20634$  Ton, y no se descuenta la compensación.

$$FS = \frac{20634}{3126.6 + 5096} = 2.5$$

El cual es satisfactorio.

### B.5. ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION

De acuerdo a la referencia 3, página 265, el factor de seguridad contra falla de fondo es:

$$FS = \frac{cNc}{\gamma H}$$

B.5.1

con  $c = 2.6$  T/m<sup>2</sup> (estrato A, Fig. 37)

y  $Nc = 6.2$ ,  $\gamma H = p_{od} + 1.5 = 4.2 + 1.5 = 5.7$  T/m<sup>2</sup> (figura 0)

$$FS = \frac{2.6 \times 6.2}{5.7} = 2.83$$

Por lo tanto la excavación es segura, y es posible realizarla sin table tacado, si las colindancias lo permiten.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### ANEXO C

#### MEMORIA DE CALCULO DEL PROCEDIMIENTO DE BURLAND.

##### Profundidad del cajón

Al igual que en C.1, el cajón se propondrá construir a 4 m de profundidad.

##### Descarga neta sobre el Suelo

De C.1,  $w = 2.86 \text{ Ton/m}^2$

#### C. 2. PILOTES

Se propondra la utilización de pilotes de 30 cms. de diámetro, 28.5 m.- de longitud.

##### Carga última en el pilote

De acuerdo con la referencia 7

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$\tau_s = \beta p$$

que en términos de la simbología utilizada

$$\tau_s = s_{oz} = \beta \sigma_{oi}$$

donde  $\beta$  varia de 0.25 a 0.4 y se recomienda un valor de  $\beta = 0.32$ .

Procedimiento por intervalos, se calcula la tabla 27 mediante

$$Q_{fu} = \omega \sum_{i=1}^5 r_{si} \Delta z_i$$

con  $\omega = 2\pi r_o$  y  $r_o = 0.15$  m.  $\omega = 0.942$  m.

y  $Q_{fu} = 0.942 \times 65.32 = 61.53$  Ton.

#### Carga admisible en los pilotes

La carga admisible en los pilotes, con  $F_s = 2.5$ , es

$$Q_{fa} = 61.53 / 2.5 = 24.61 \text{ Ton.}$$

#### Número y Distribución de pilotes

$$n = \frac{2.86 \times 324}{24.61} = 37 \text{ pilotes}$$

Se colocarán  $6 \times 6 = 36$  pilotes separados 3.20 m entre centros, como se muestra en la fig 41.

### C.3. ASENTAMIENTOS.

El cálculo de asentamientos se efectúa exactamente igual a B.3, con  $\delta_s = 22$  cm., dado que el número de pilotes y las cargas son iguales en ambos métodos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

#### C.4. FACTOR DE SEGURIDAD.

También el cálculo del factor de seguridad resulta análogo al anexo - -  
B.4, con los mismos comentarios.

#### C.5. ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION.

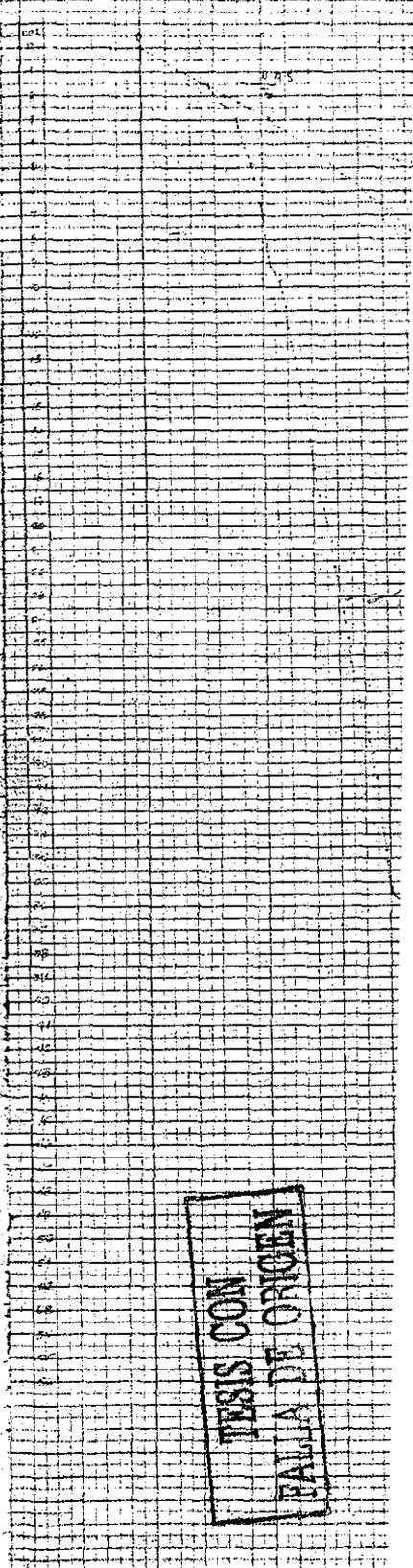
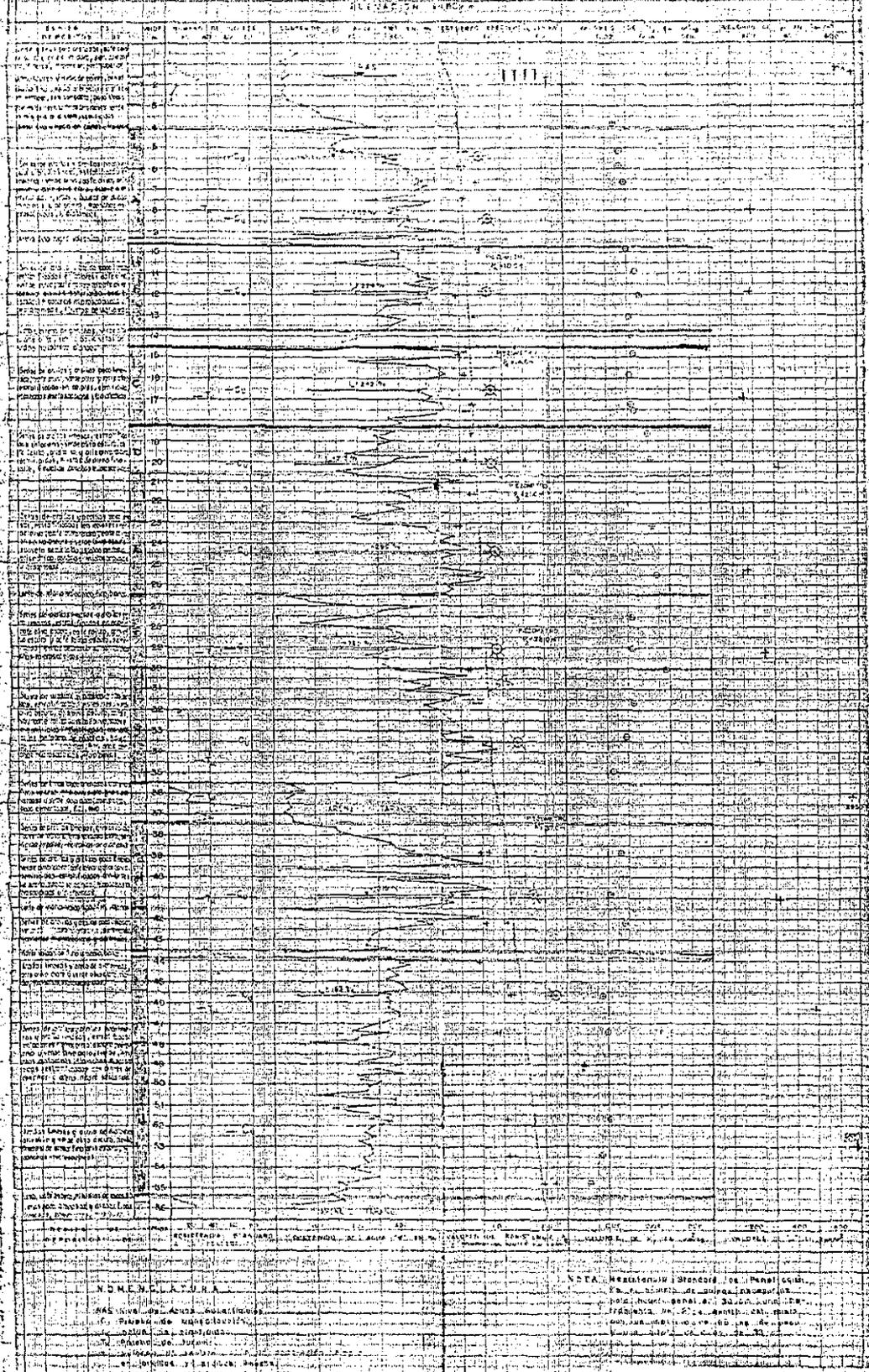
Idem B.5.

F I G U R A S

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

PERFIL ESTADIGRAFICO  
DIAGRAMA DE Fm y Gd

POZO DE MUESTREO

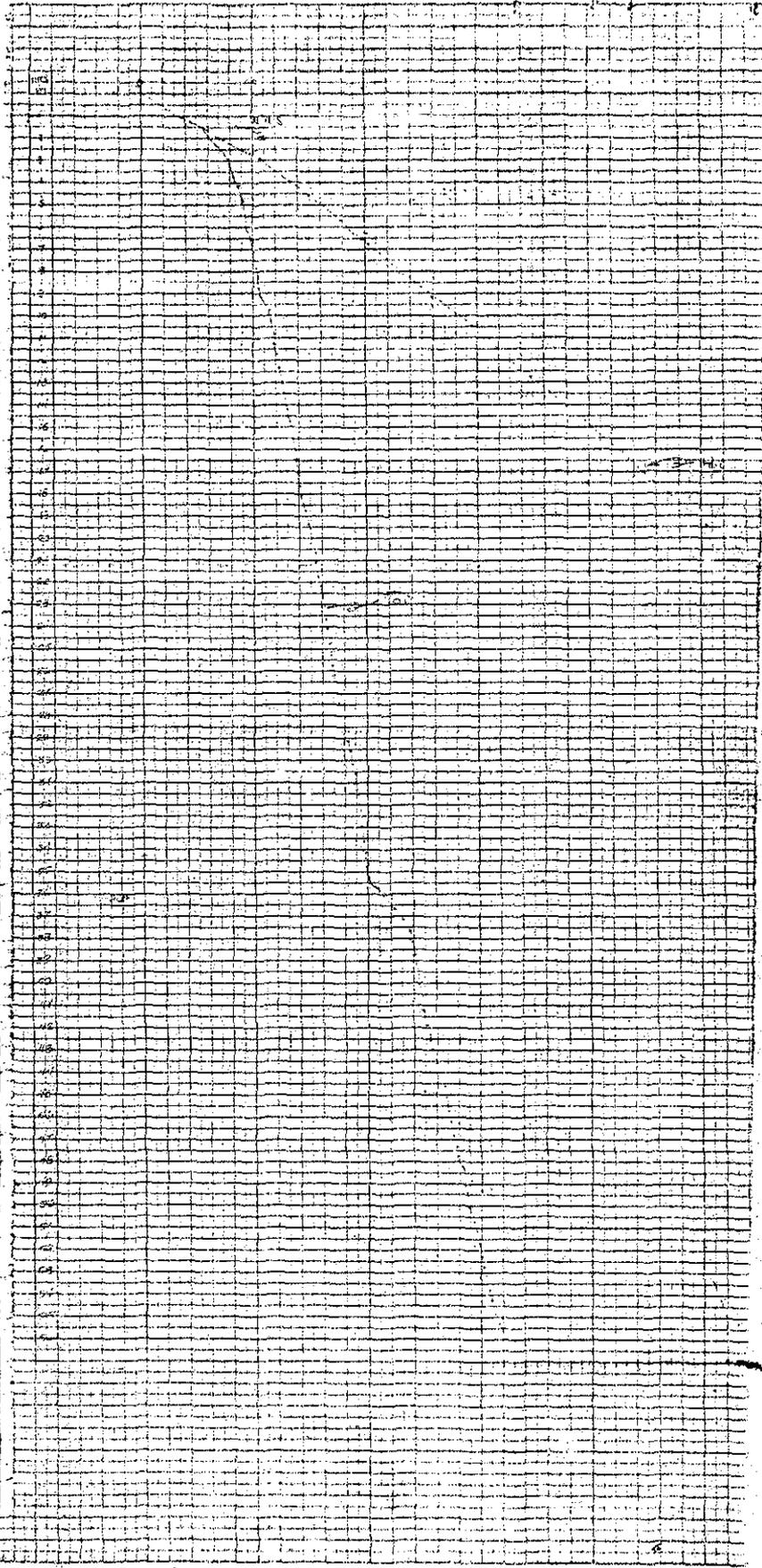


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

REQ

NO.	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	...	...	...	...	...
2	...	...	...	...	...
3	...	...	...	...	...
4	...	...	...	...	...
5	...	...	...	...	...
6	...	...	...	...	...
7	...	...	...	...	...
8	...	...	...	...	...
9	...	...	...	...	...
10	...	...	...	...	...
11	...	...	...	...	...
12	...	...	...	...	...
13	...	...	...	...	...
14	...	...	...	...	...
15	...	...	...	...	...
16	...	...	...	...	...
17	...	...	...	...	...
18	...	...	...	...	...
19	...	...	...	...	...
20	...	...	...	...	...
21	...	...	...	...	...
22	...	...	...	...	...
23	...	...	...	...	...
24	...	...	...	...	...
25	...	...	...	...	...
26	...	...	...	...	...
27	...	...	...	...	...
28	...	...	...	...	...
29	...	...	...	...	...
30	...	...	...	...	...
31	...	...	...	...	...
32	...	...	...	...	...
33	...	...	...	...	...
34	...	...	...	...	...
35	...	...	...	...	...
36	...	...	...	...	...
37	...	...	...	...	...
38	...	...	...	...	...
39	...	...	...	...	...
40	...	...	...	...	...
41	...	...	...	...	...
42	...	...	...	...	...
43	...	...	...	...	...
44	...	...	...	...	...
45	...	...	...	...	...
46	...	...	...	...	...
47	...	...	...	...	...
48	...	...	...	...	...
49	...	...	...	...	...
50	...	...	...	...	...
51	...	...	...	...	...
52	...	...	...	...	...
53	...	...	...	...	...
54	...	...	...	...	...
55	...	...	...	...	...
56	...	...	...	...	...
57	...	...	...	...	...
58	...	...	...	...	...
59	...	...	...	...	...
60	...	...	...	...	...
61	...	...	...	...	...
62	...	...	...	...	...
63	...	...	...	...	...
64	...	...	...	...	...
65	...	...	...	...	...
66	...	...	...	...	...
67	...	...	...	...	...
68	...	...	...	...	...
69	...	...	...	...	...
70	...	...	...	...	...
71	...	...	...	...	...
72	...	...	...	...	...
73	...	...	...	...	...
74	...	...	...	...	...
75	...	...	...	...	...
76	...	...	...	...	...
77	...	...	...	...	...
78	...	...	...	...	...
79	...	...	...	...	...
80	...	...	...	...	...
81	...	...	...	...	...
82	...	...	...	...	...
83	...	...	...	...	...
84	...	...	...	...	...
85	...	...	...	...	...
86	...	...	...	...	...
87	...	...	...	...	...
88	...	...	...	...	...
89	...	...	...	...	...
90	...	...	...	...	...
91	...	...	...	...	...
92	...	...	...	...	...
93	...	...	...	...	...
94	...	...	...	...	...
95	...	...	...	...	...
96	...	...	...	...	...
97	...	...	...	...	...
98	...	...	...	...	...
99	...	...	...	...	...
100	...	...	...	...	...

NOTA: Residencia: Ciudad de Guatemala



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Dr. Leonardo Escobar  
Químico Consultor

### DESCRIPCION DE MUESTRAS ANALIZADAS EN PRUEBAS DE COMPRESIBILIDAD

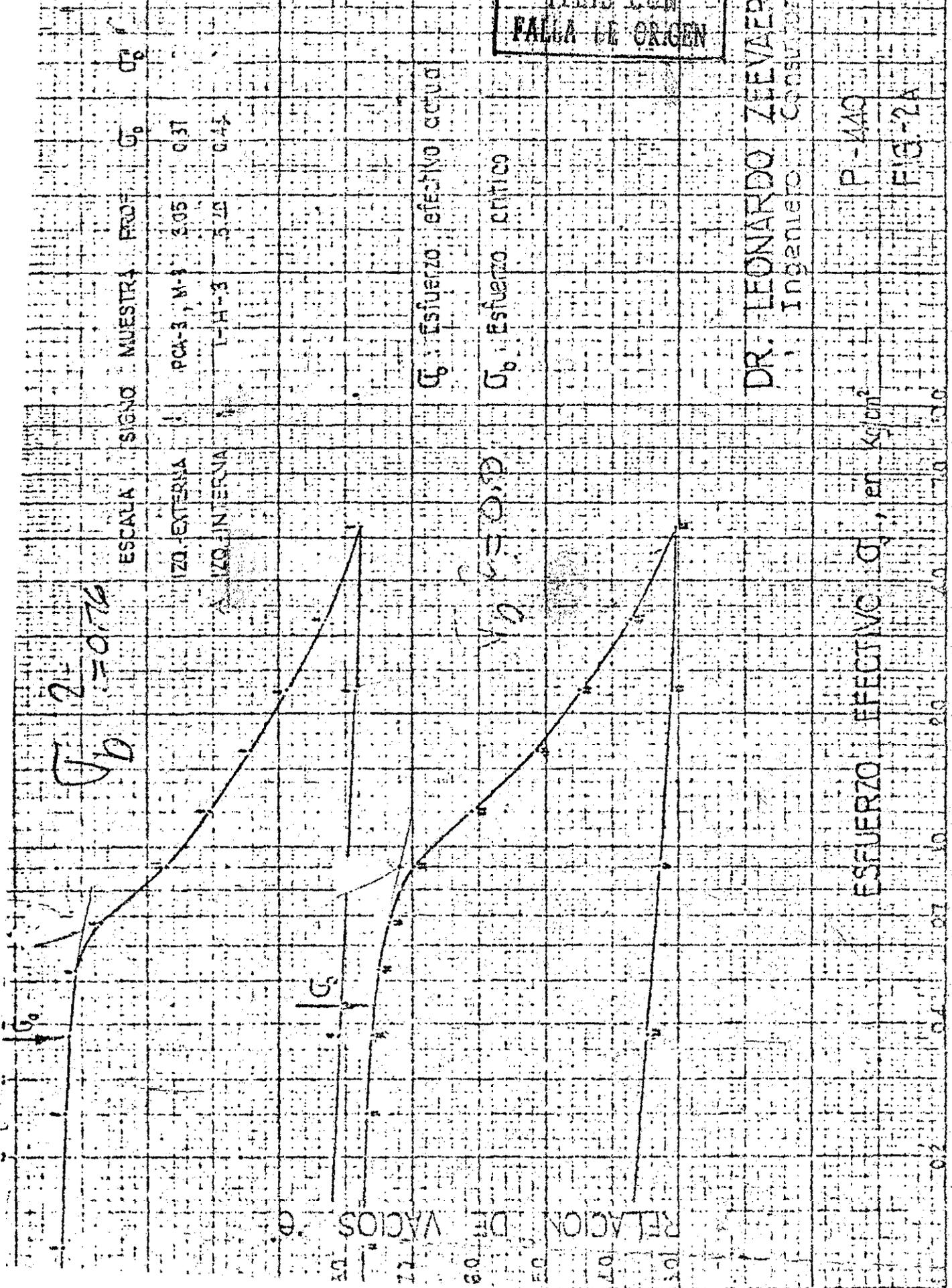
MUESTRA	PROFUNDIDAD EN METROS	DESCRIPCION DEL MATERIAL	W (%)	w <sub>L</sub> (%)	G <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
P-A-5 M-2	3.05	Arcilla fina limosa, café claro, de consistencia natural semisólida.	415%	114	0.37
I-H-3	5.40	Arcilla fina limosa, café claro, de consistencia natural semisólida.	430%	110	0.44
I-J-5	8.40	Arcilla fina limosa, verde claro, de consistencia natural semisólida.	345%	118	0.49
I-L-6	11.80	Arcilla fina roja, de consistencia natural semisólida.	377%	114	0.56
I-O-7	16.55	Arcilla fina limosa, gris claro, de consistencia natural semisólida.	392%	110	0.64
I-R-3	20.10	Arcilla limosa, café rojo, de consistencia natural semisólida.	416%	117	0.71
I-U-2	22.40	Arcilla fina limosa, verde claro, semisólida, con vetas de limo gris.	277%	112	0.79
I-X-5	27.05	Arcilla fina limosa, café claro oscuro, de consistencia natural semisólida.	355%	113	0.87
I-Y-4	35.60	Arcilla fina limosa, verde claro oscuro, semisólida.	213%	110	0.76
I-Z-4	40.35	Arcilla fina limosa, verde claro, de consistencia natural líquida pastosa.	407%	113	1.33
I-M-2	45.05	Arcilla limosa, gris claro, de consistencia natural líquida pastosa.	277%	117	1.54

#### NOMENCLATURA :

- W : Contenido de agua, en %
- w<sub>L</sub> : Peso volumétrico en estado líquido, en kg/m<sup>3</sup>
- G<sub>c</sub> : Estado efectivo en kg/cm<sup>2</sup>

ELB-1A

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



ESCALA SIGNO MUESTRA PROF.  $\sigma_e$

ZONA EXTERNA PCA-3, M-3 2.05 0.37

ZONA INTERNA L-H-3 5.70 0.45

$\sigma_e$  : Esfuerzo efectivo actual

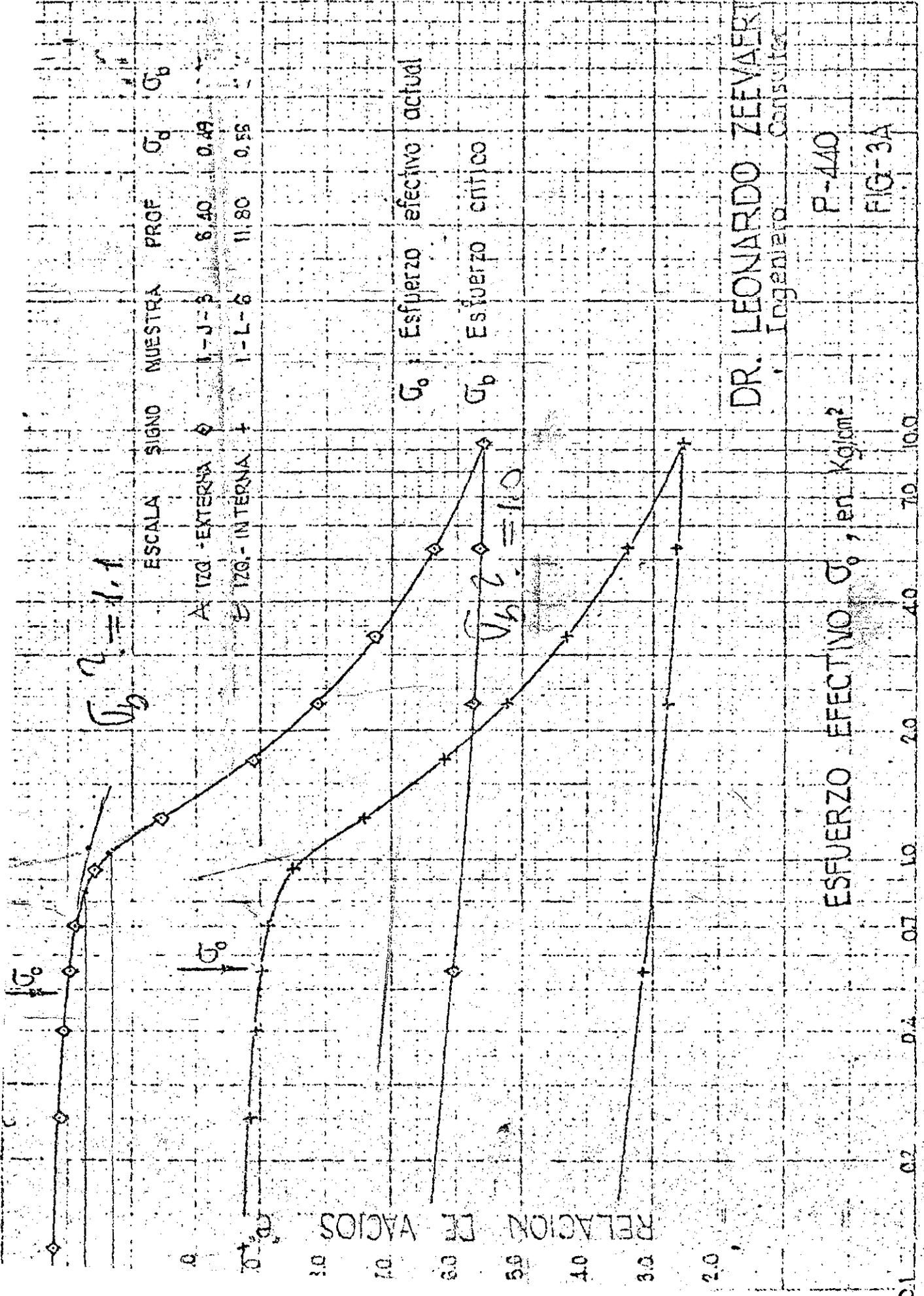
$\sigma_{0.2}$  : Esfuerzo critico

DR. LEONARDO ZEEVAERT  
INGENIERO CONSULTOR

P-440  
FIG-2A

ESFUERZO EFECTIVO  $\sigma_e$ , en kg/cm<sup>2</sup>

RELACION DE VACIOS  $\epsilon$

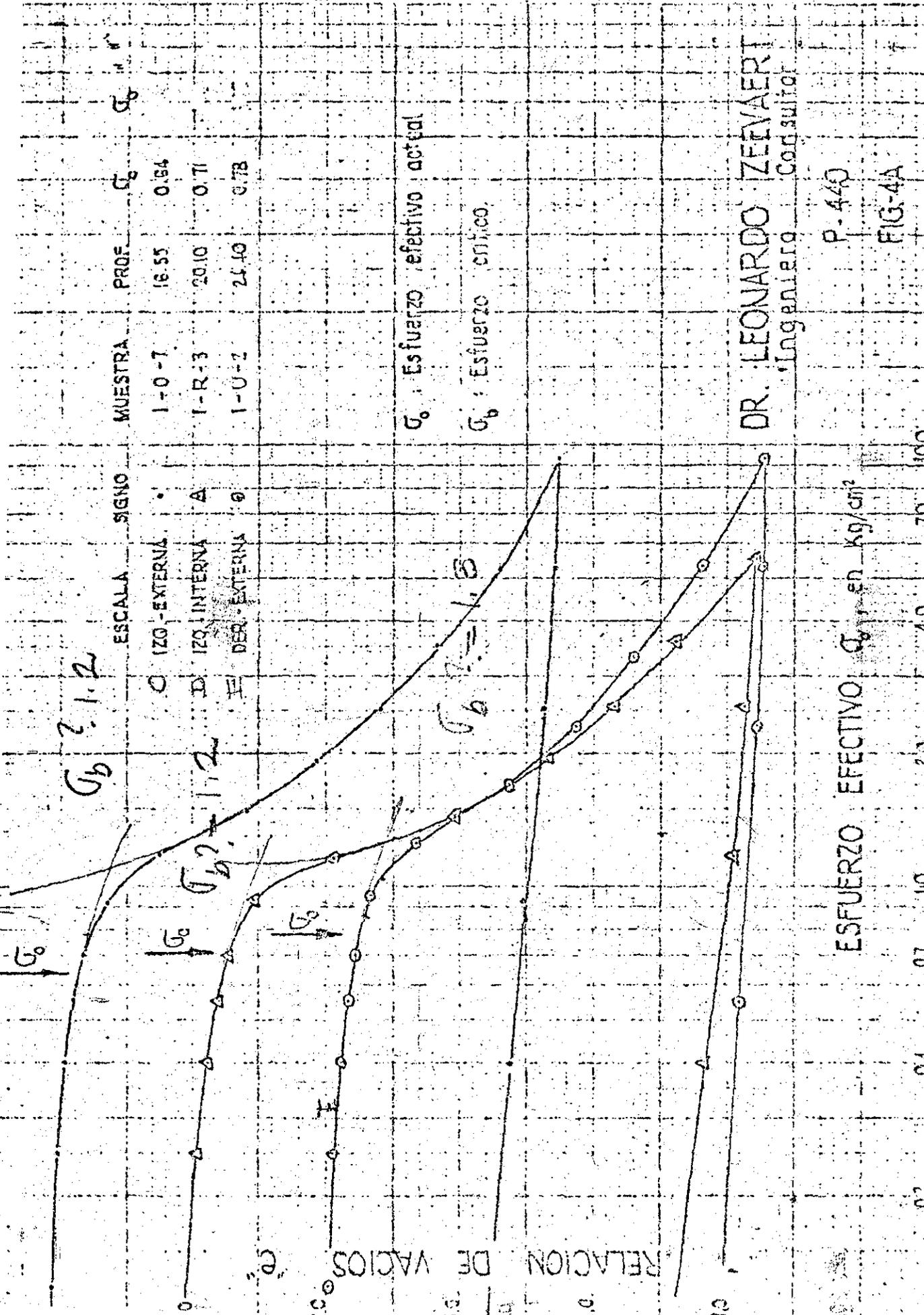


DR. LEONARDO ZEEVAERT  
Ingeniero Consultor

P-440

FIG-3A

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



DR. LEONARDO ZEVAERT  
Ingeniero Consultor

P. 440

FIG-4A

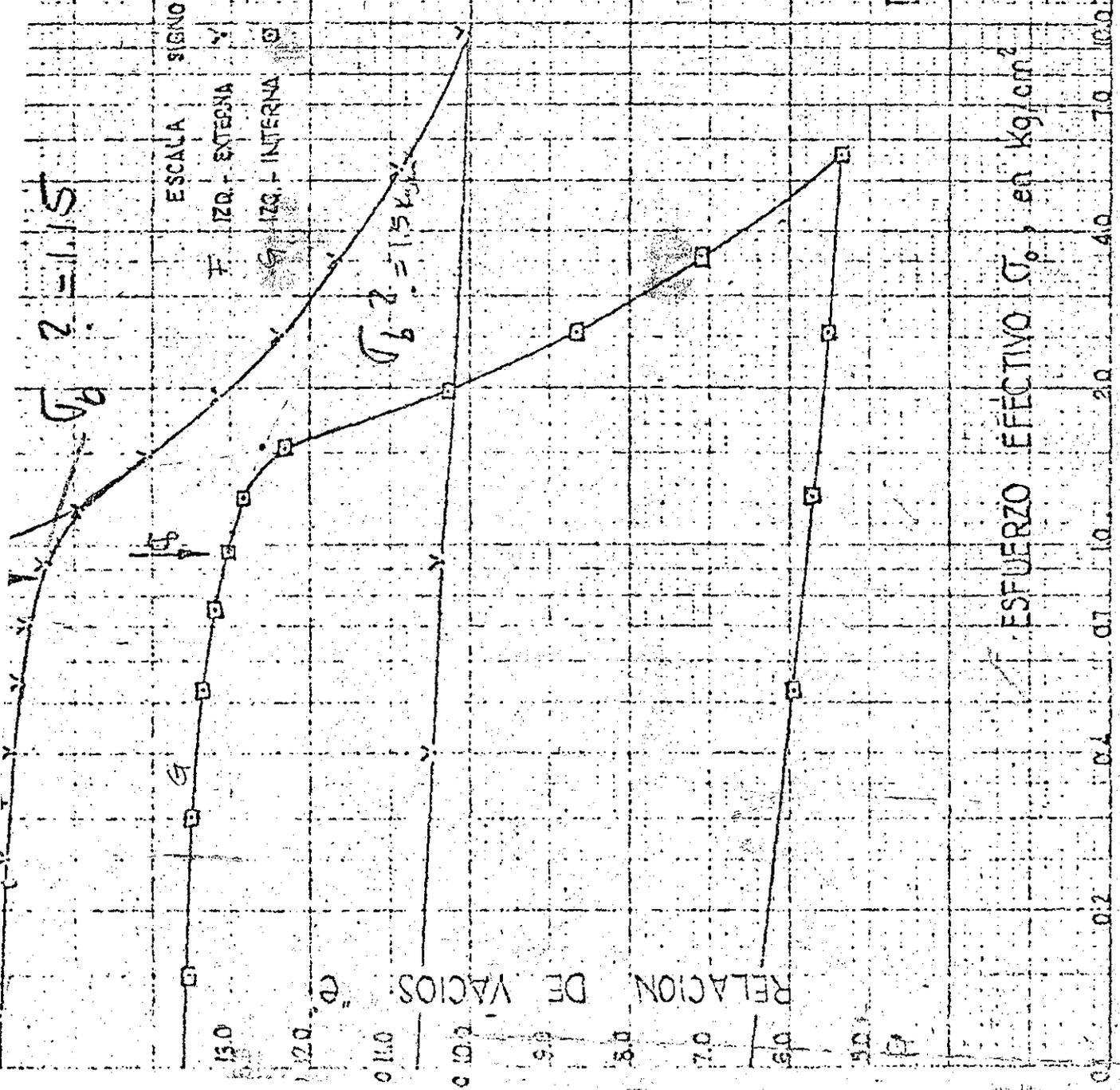
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$\sigma_b = 1.15$

ESCALA	SIGNO	MUESTRA	PROF	$\sigma_o$	$\sigma_b$
F. IZQ. EXTERNA	✓	1-X-3	29.05	0.87	
G. IZQ. INTERNA	□	1-O-4	33.50	0.96	

$\sigma_b = 1.15 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_o$  : Esfuerzo efectivo actual  
 $\sigma_b$  : Esfuerzo critico



DR. LEONARDO ZEEVAERT  
 Ingeniero Civil

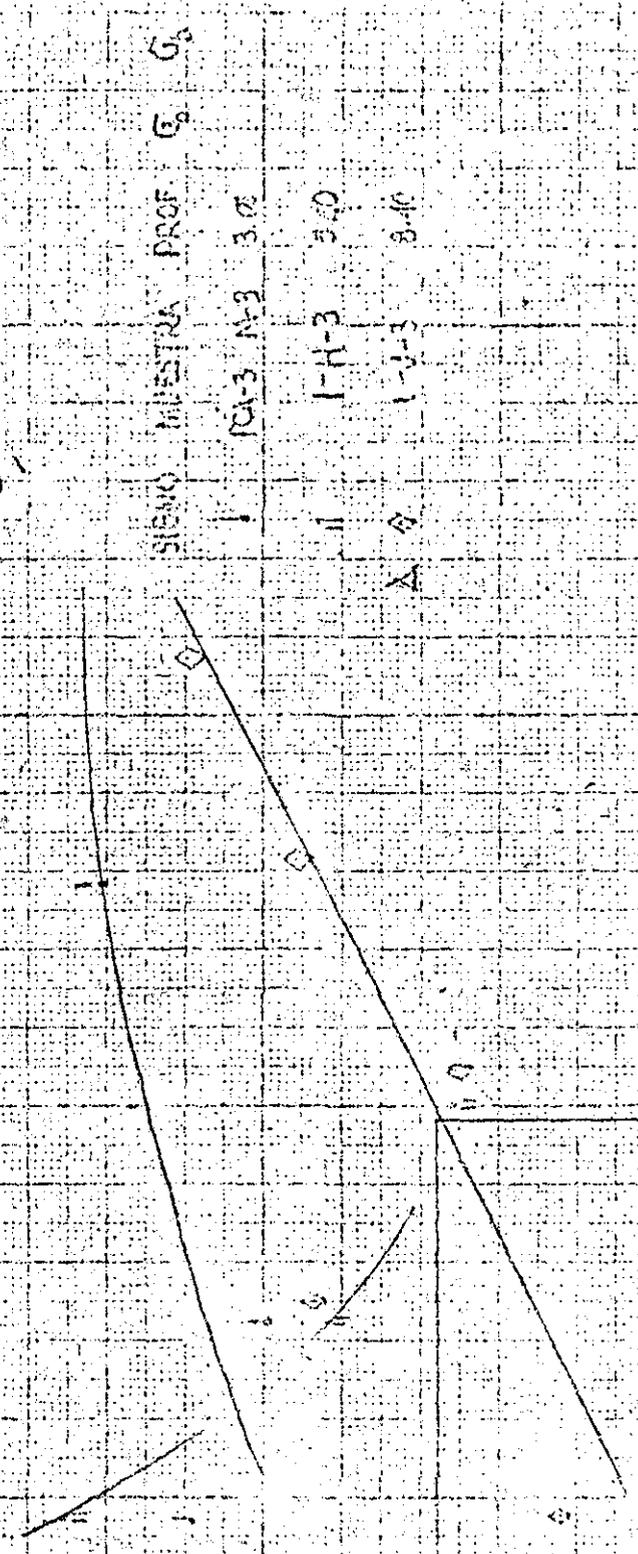
P-440  
 FIG-5A

ESFUERZO EFECTIVO  $\sigma_o$  en kg/cm<sup>2</sup>

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN



2.



P-440

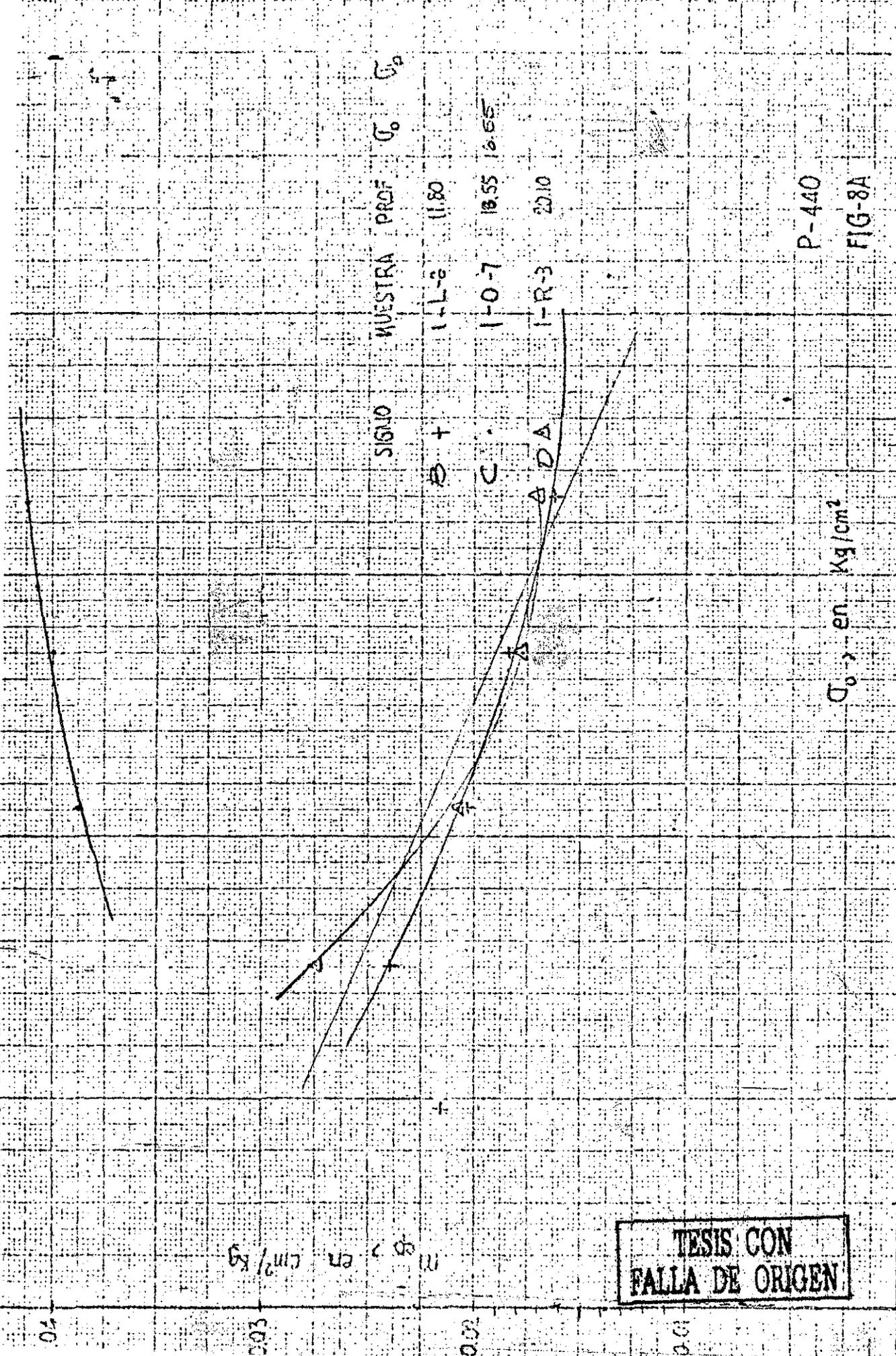
FIG-7A

0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0

0.4

0.2

0.2



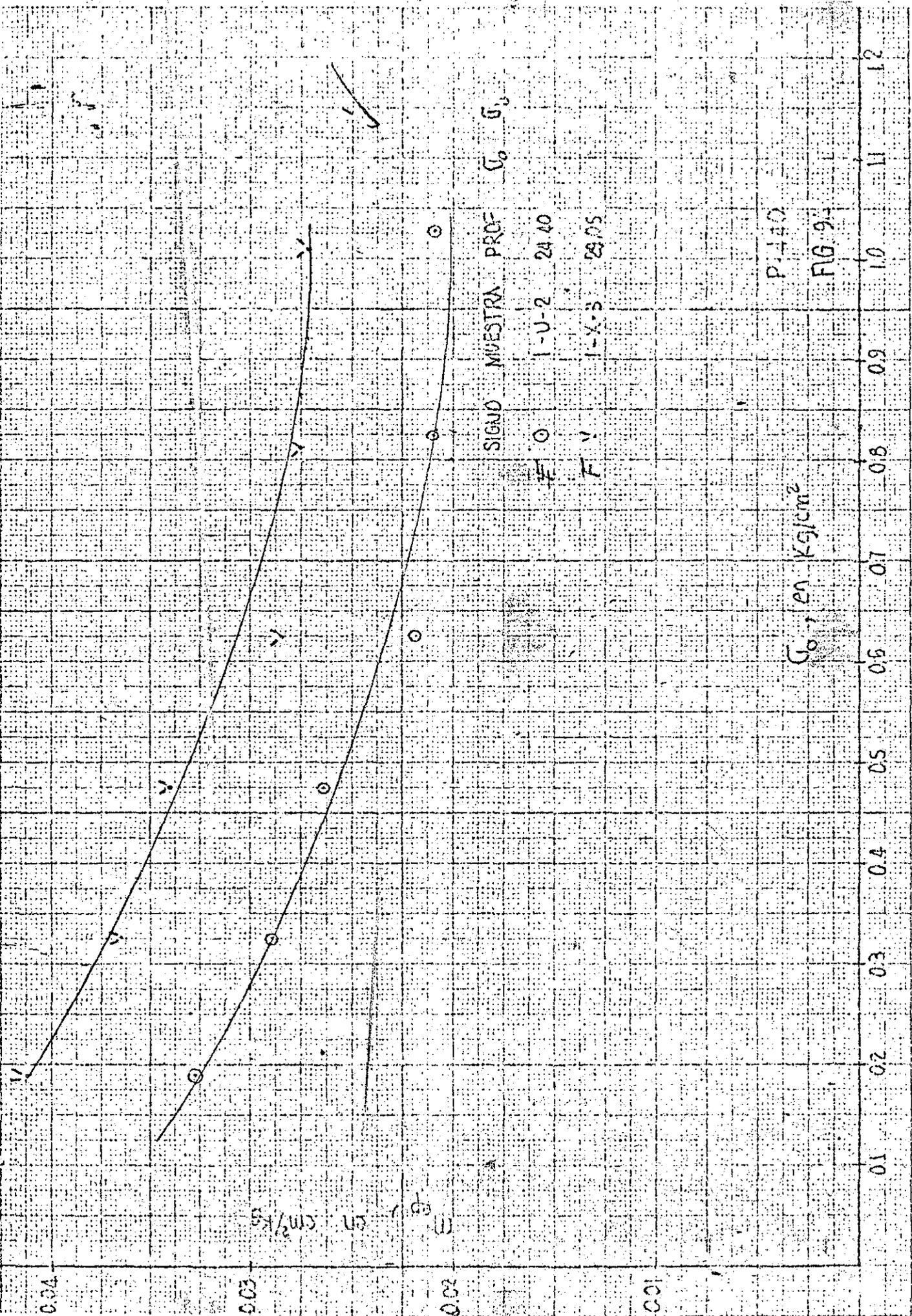
P-440  
FIG-8A

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1

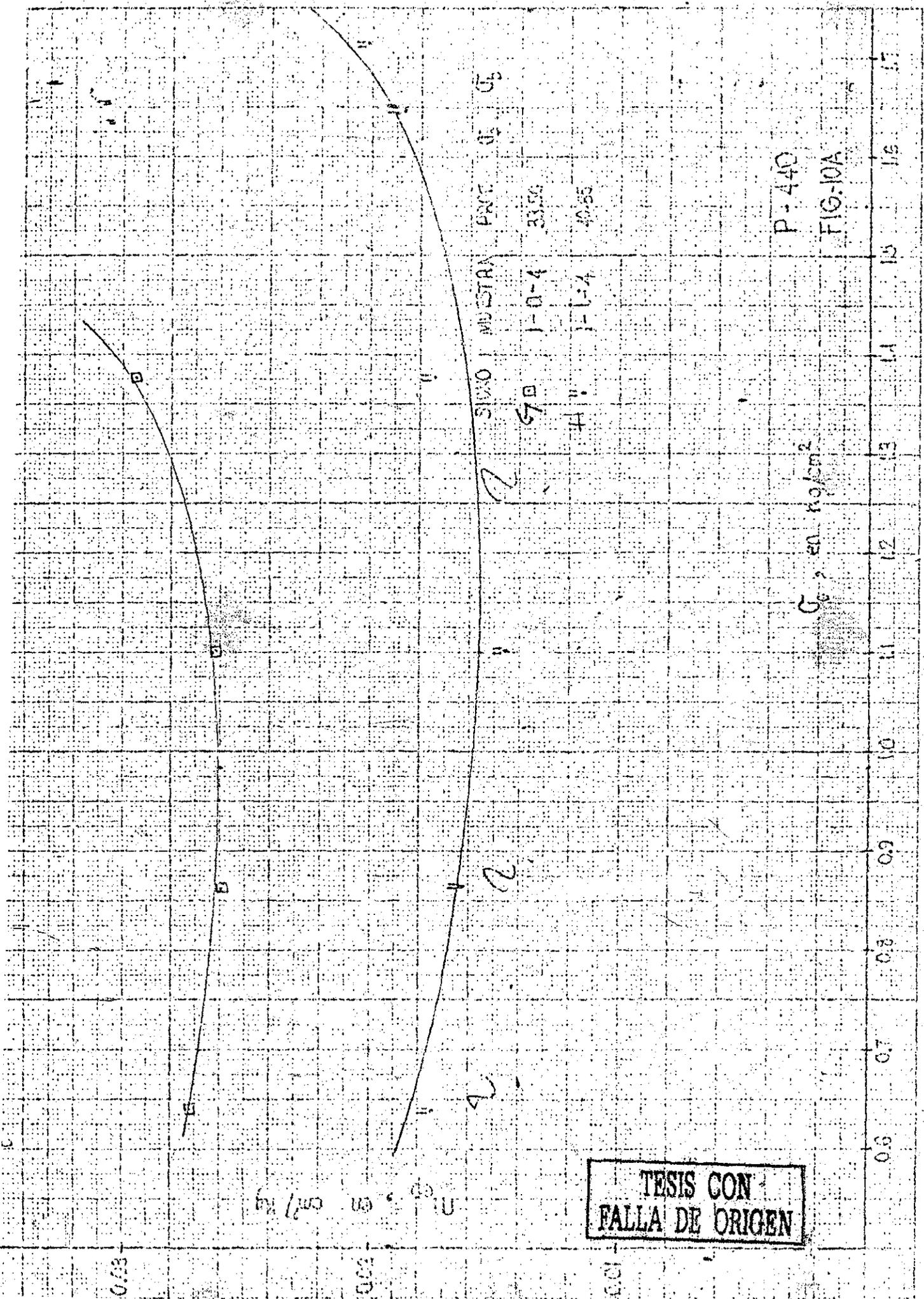
$\sigma_e$  en  $cm^2/kg$

$\sigma_0$  en  $Kg/cm^2$



SIGNO MUESTRA PROF  $\sigma_0$   $\sigma_0$   
 F O 1-U-2 24.40  
 F V 1-X-3 28.05

P. 440  
FIG. 9.1



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

P-440

FIG-10A

G<sub>e</sub> en kg/cm<sup>2</sup>

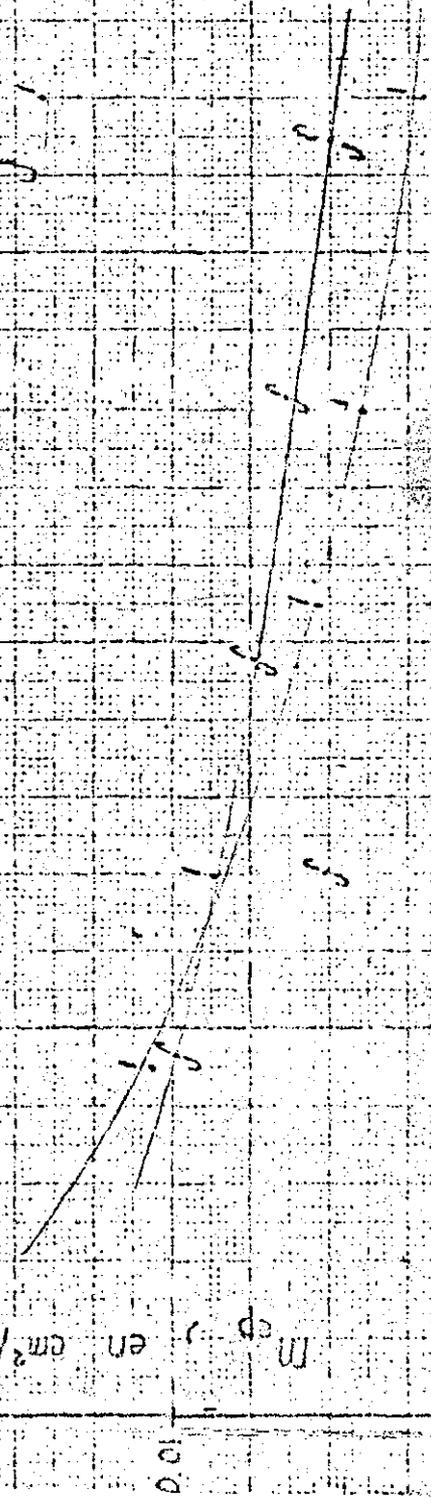
U, en cm<sup>2</sup>/kg

SIGLO NUESTRA PROF  $\sigma_b$

I-M-2 45.05

I-q-5 52.30

$m_{cp}$  en  $cm^2/kg$

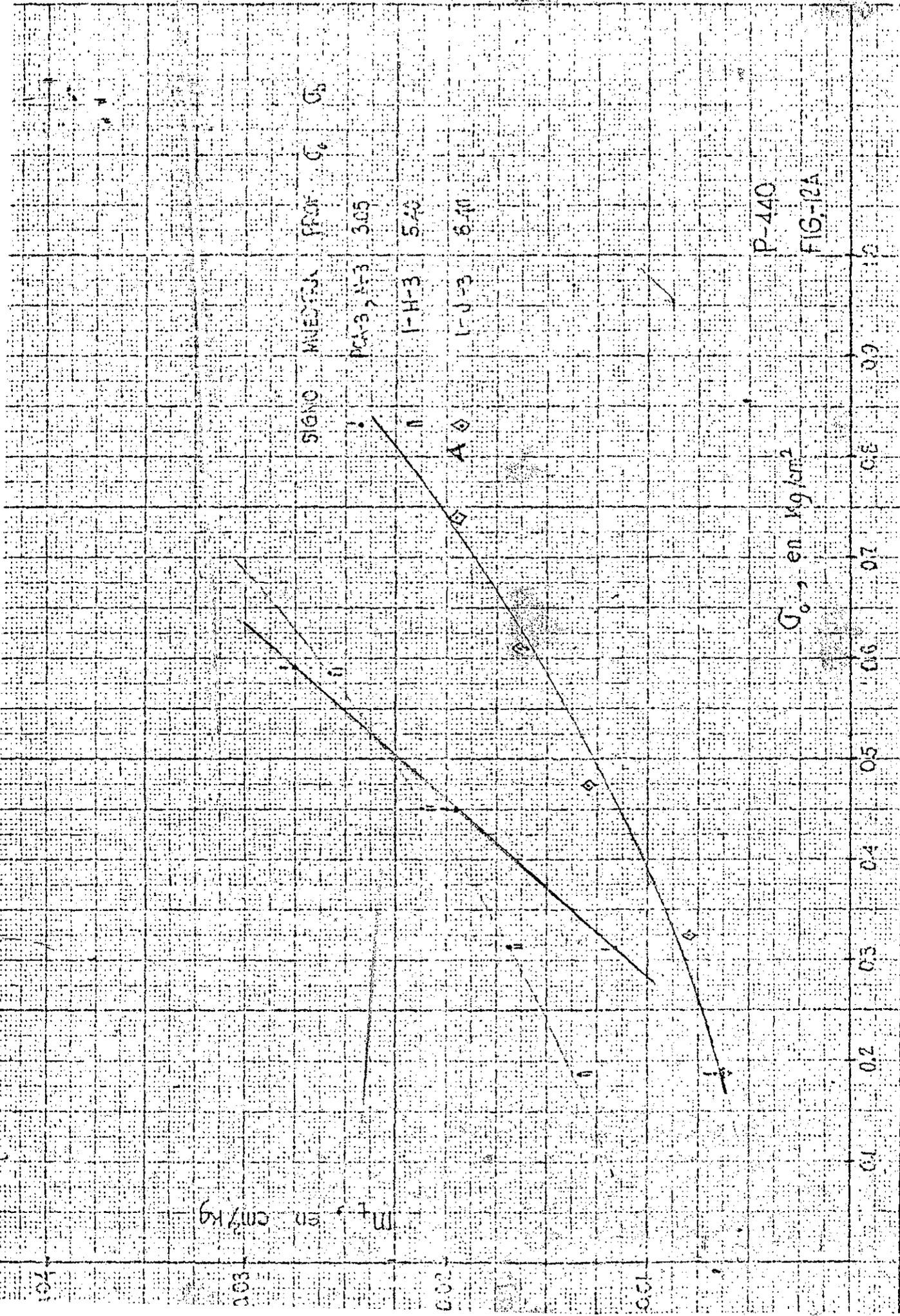


P-440  
FIG-11A

$\sigma_b$  en  $Kg/cm^2$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

0.6 0.8 1.0 1.2 1.4 1.6 1.8 2.0 2.2 2.4 2.6

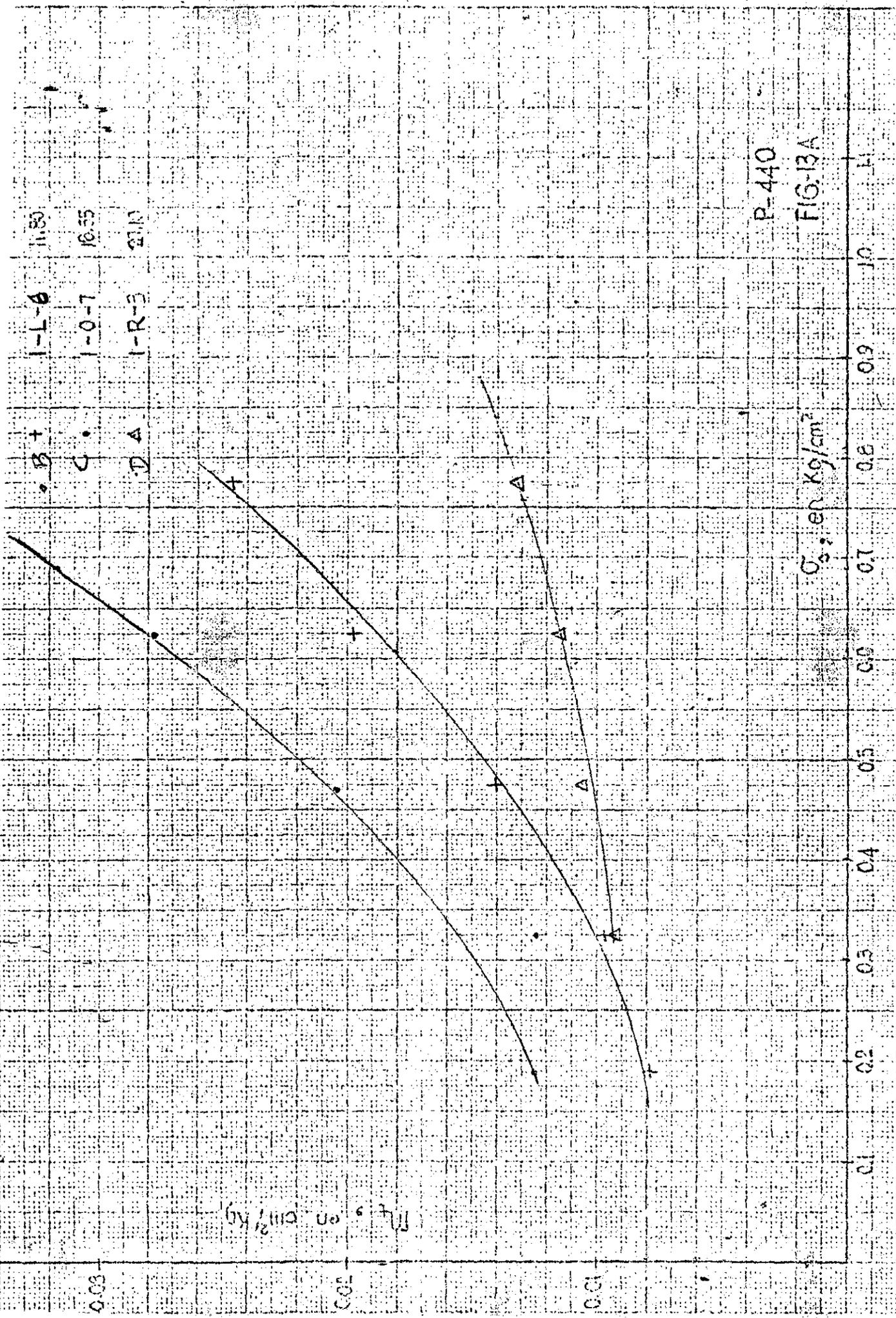


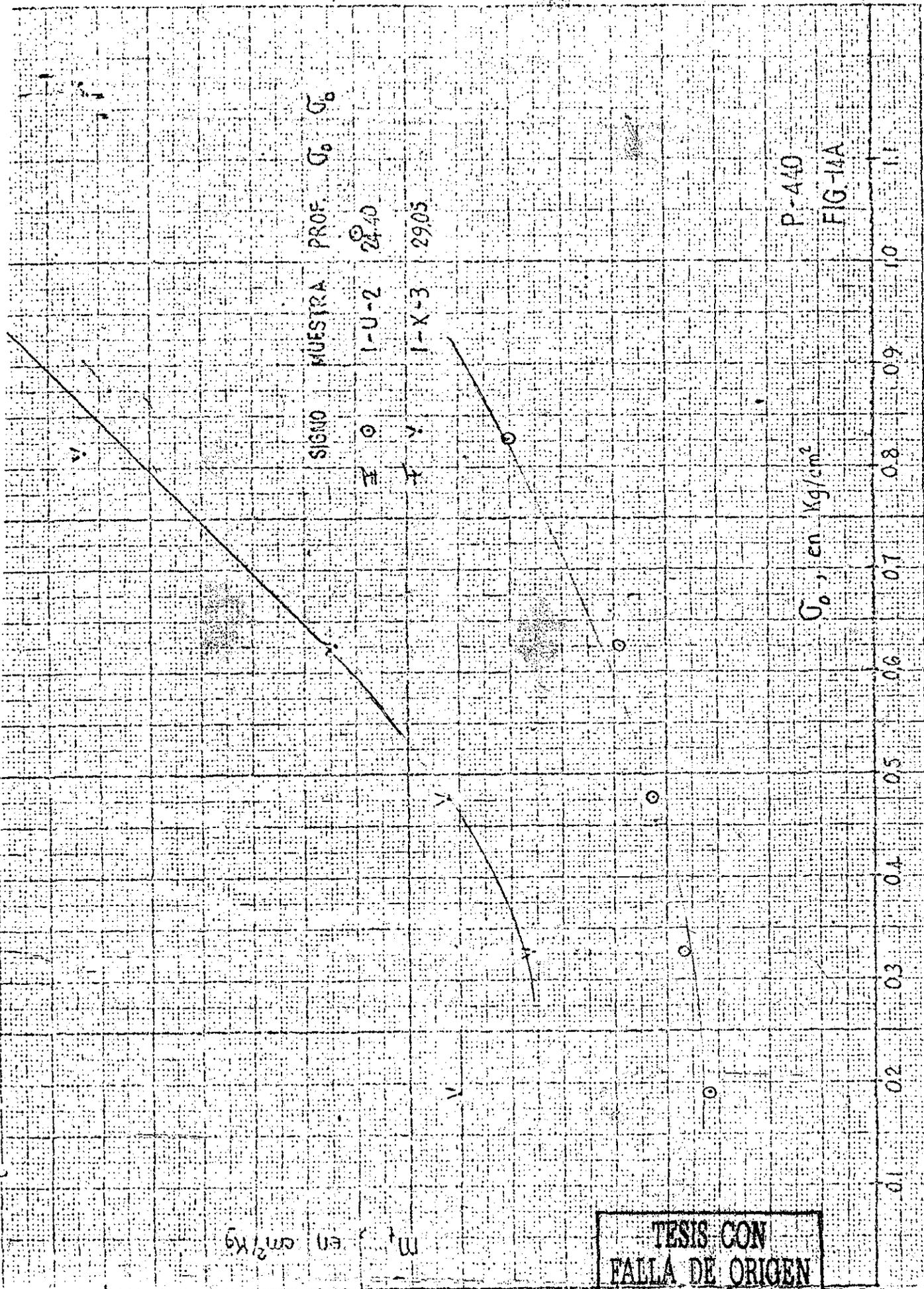
P-440

FIG-12A

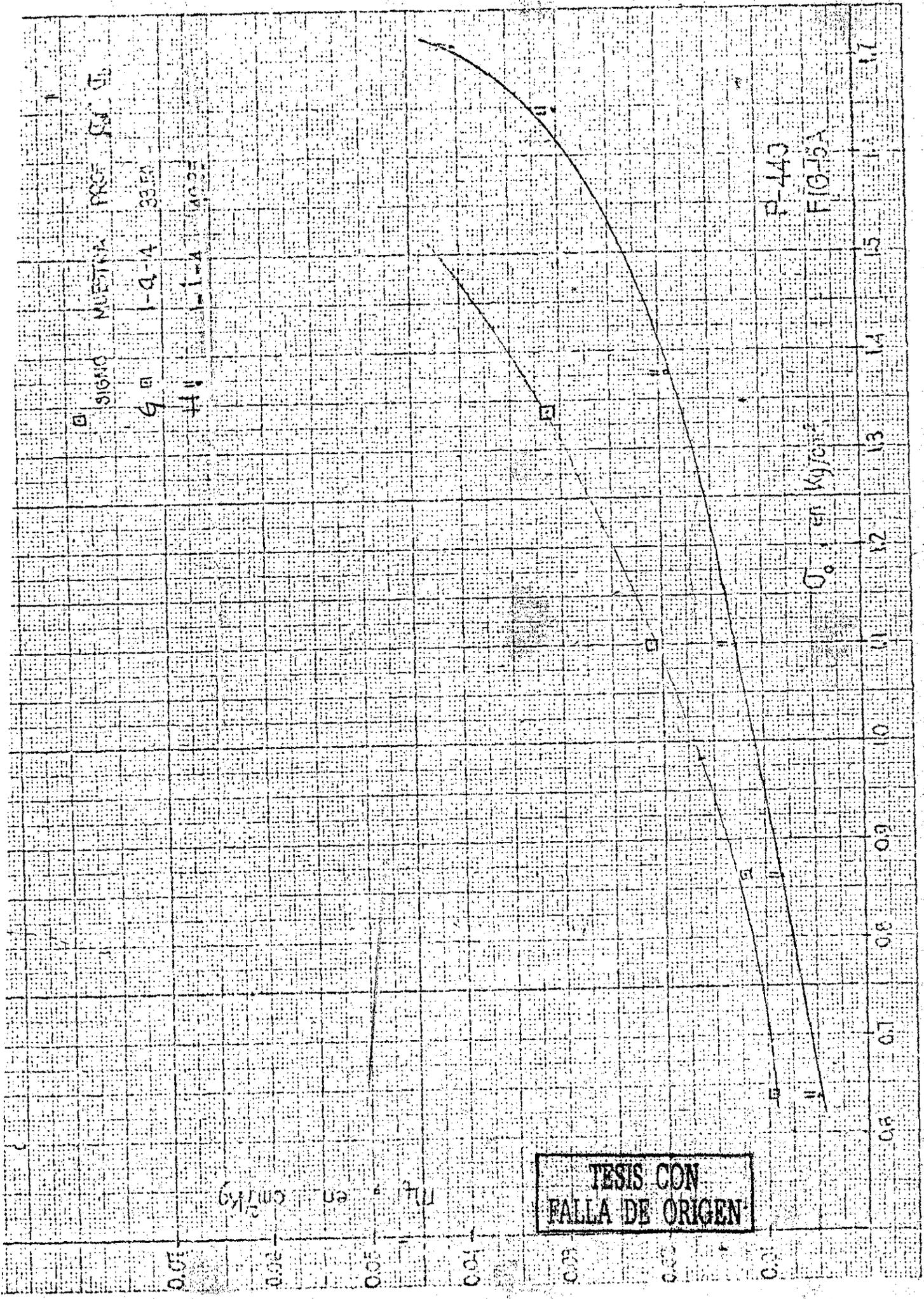
$C_0$ , en  $kg/cm^2$

$mT$ , en  $cm^2/kg$





TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



SIGNO MUESTRA PROF. P.C. DE

9 I-D-A 33.5A

# I-A 40.25

P-443

FIO-15A

σ en Kg/cm²

1.7

1.6

1.5

1.4

1.3

1.2

1.1

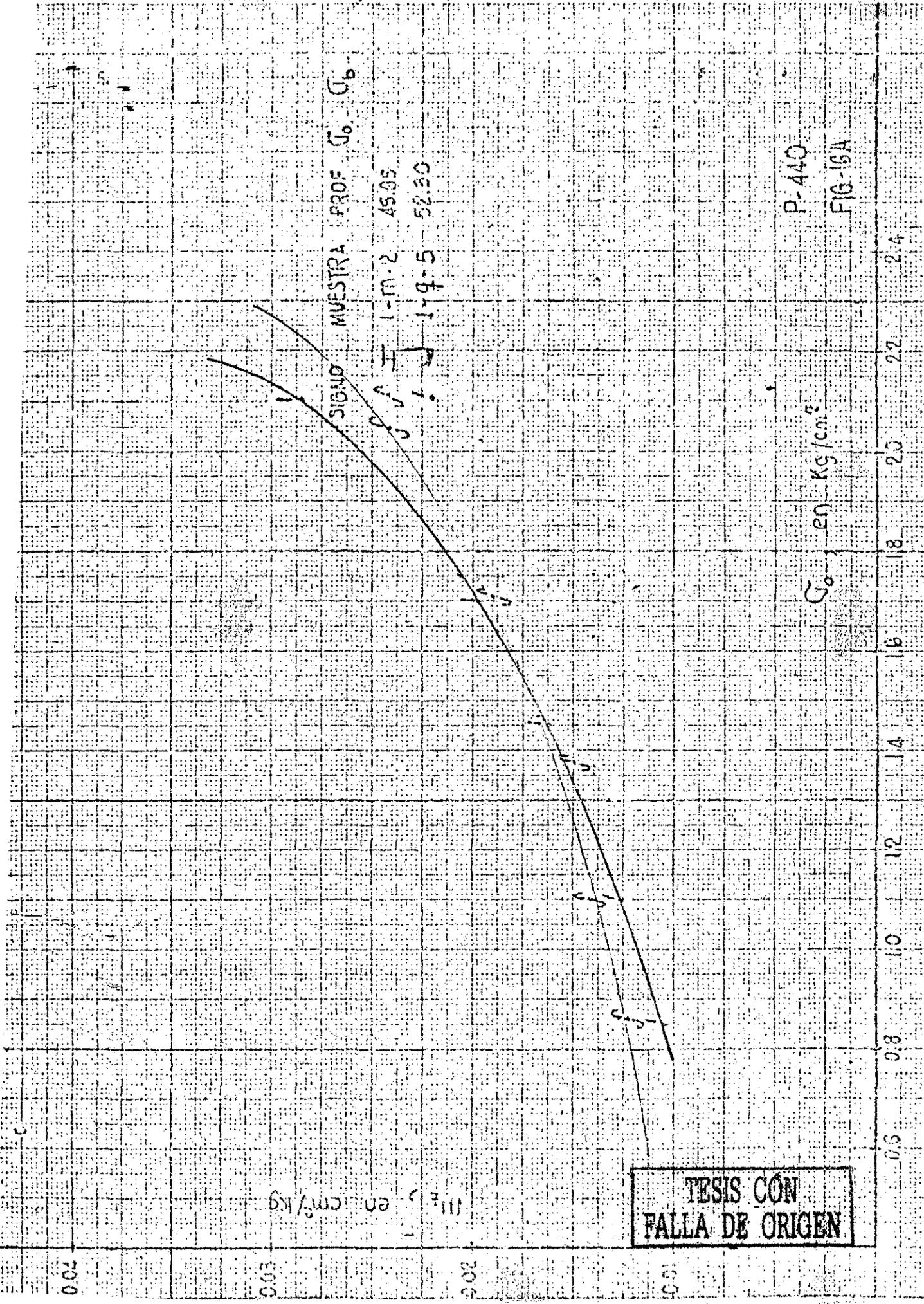
1.0

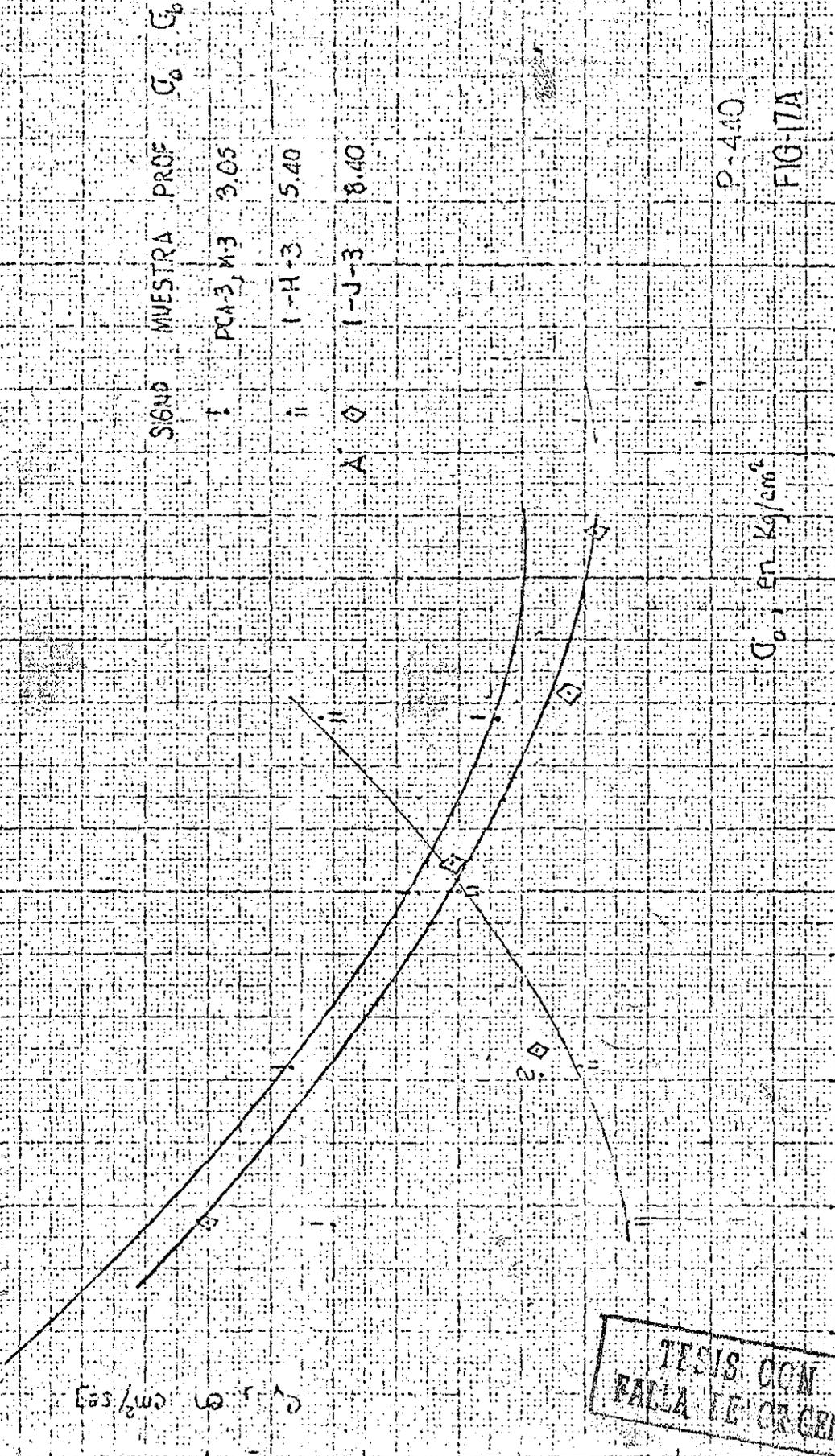
0.9

0.8

0.7

0.6



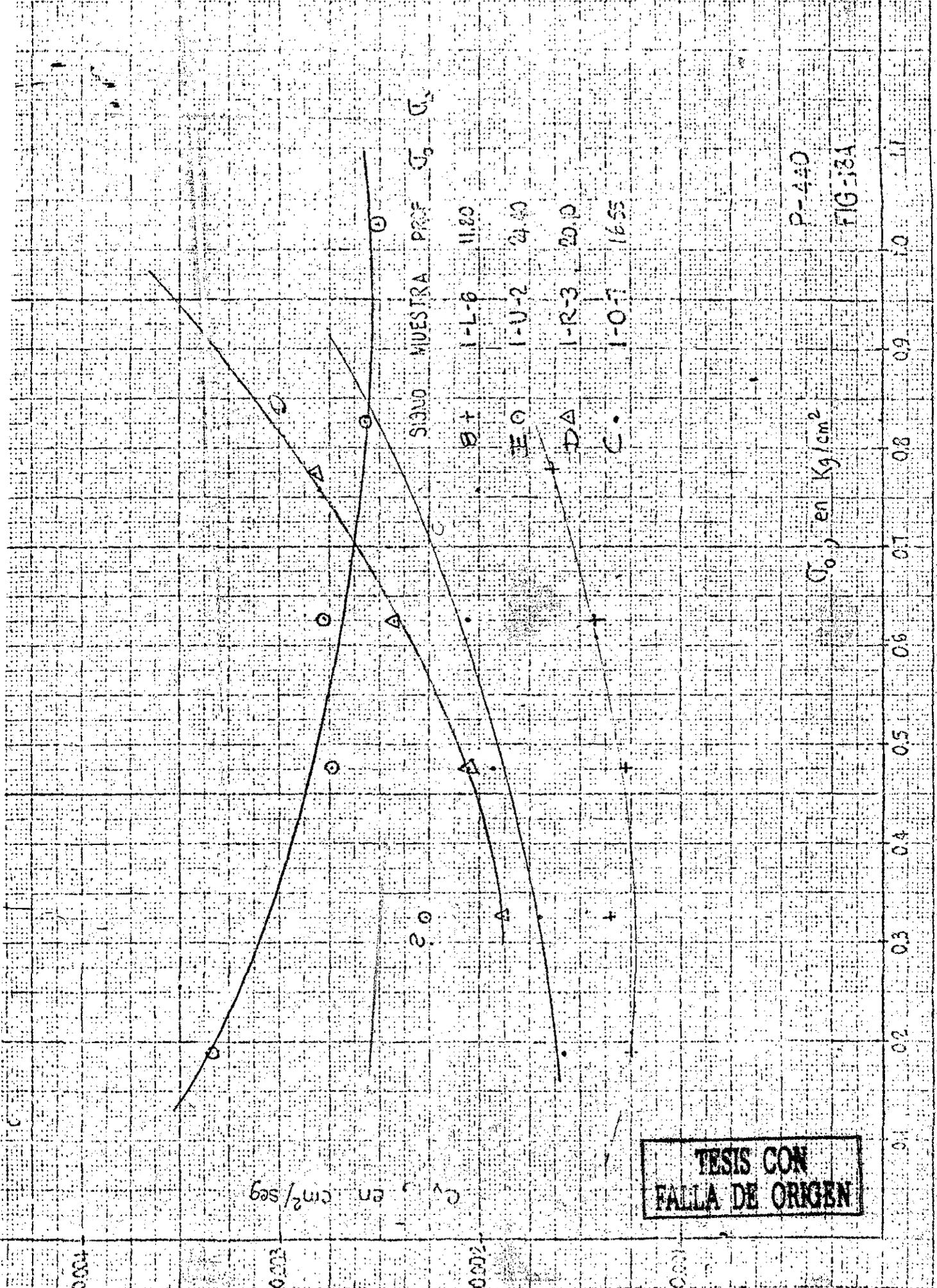


P-440  
FIG-17A

TESIS CON FALLA TECNICA

$E_s$  en  $cm^2/s$

$C_0$  en  $kg/cm^2$



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

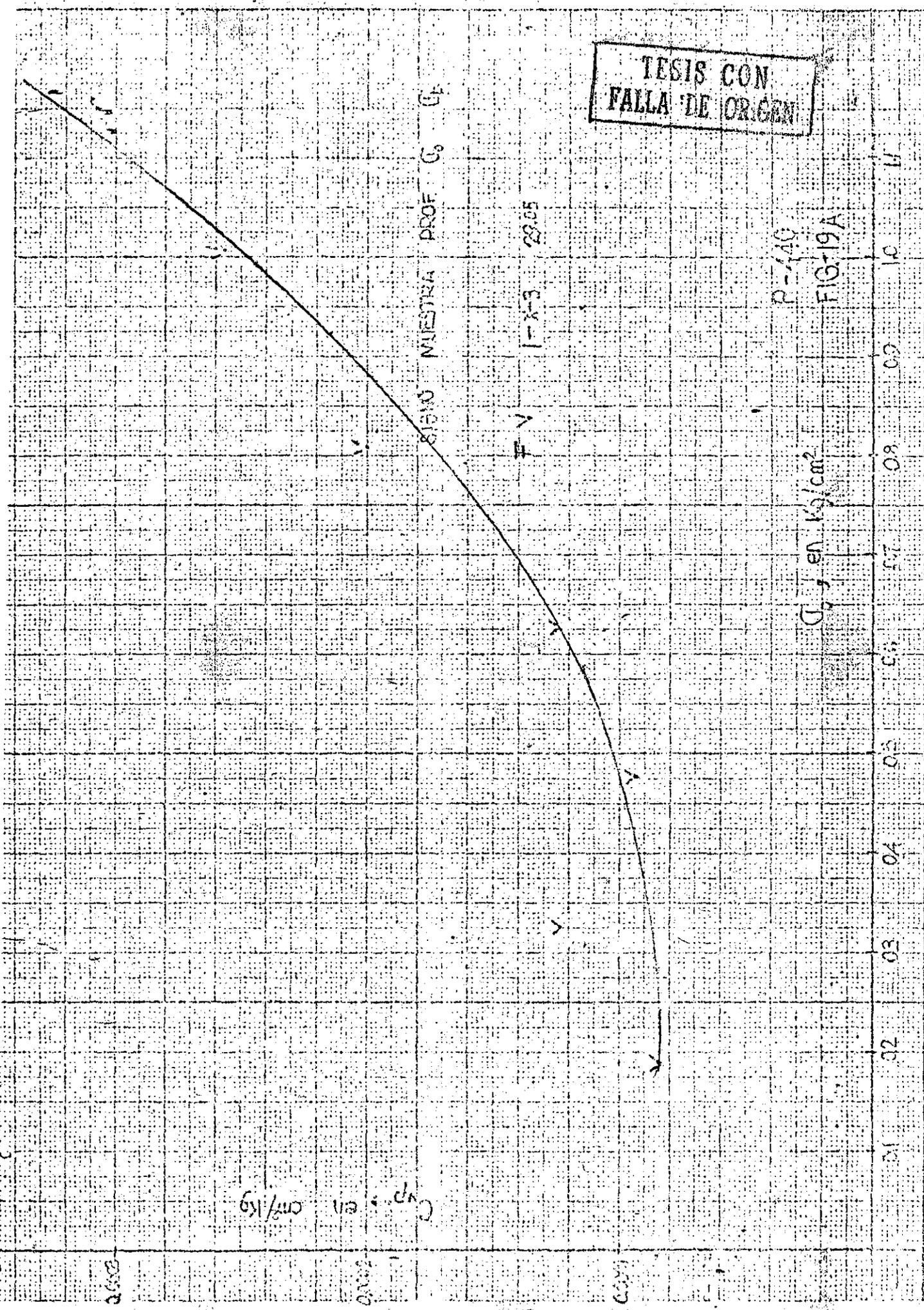
P-440

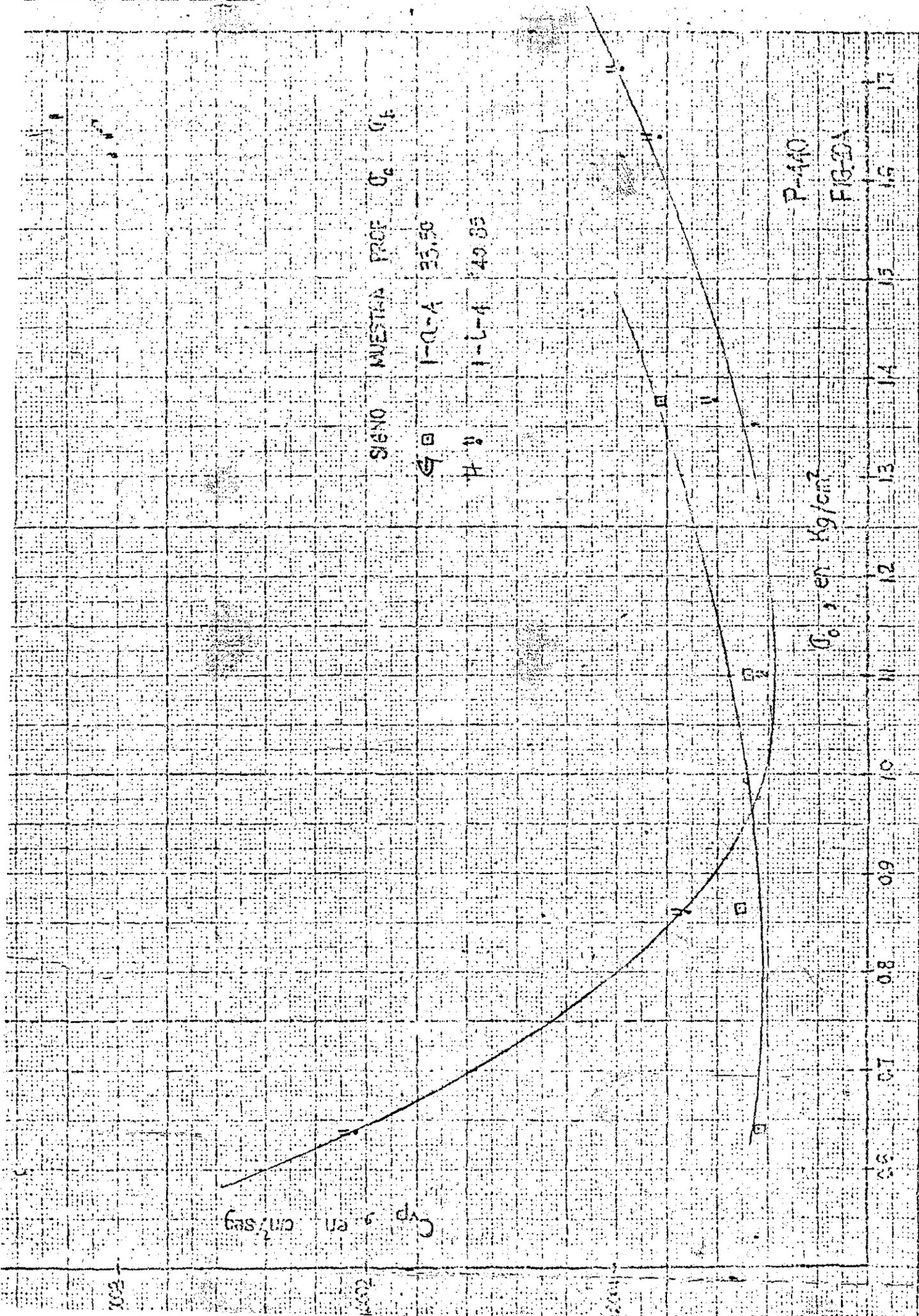
FIG-13A

0.1 0.2 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.9 1.0 1.1

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

D-22





TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## DESCRIPCION DE MUESTRAS ANALIZADAS EN PRUEBAS DINAMICAS DE TORSION

MUESTRA	PROFUNDIDAD EN METROS	DESCRIPCION DEL MATERIAL	W %	$\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	$G_0$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\mu$ Kg/cm <sup>2</sup>
1-E-3	1.40	Limo poco arenoso, café claro grisáceo, semicomacto, con poros	40%	1.78	0.21	70.0
2-Z-7	11.95	Arcilla poco limosa, café olivo y café rojizo c/conchas y diatomeas	370%	1.14	0.57	19.0
1-S-3	20.30	Arcilla poco limosa, café rojizo suave, c/conchas.	230%	1.21	0.72	32.0
2-L-3	53.00	Arcilla Limo-arenosa, gris olivo y verde olivo c/conchas	235%	1.22	1.84	89.0

### OMENCLATURA :

w : contenido de agua, en %

$\gamma$  : Peso volumétrico en estado natural, en ton/m<sup>3</sup>

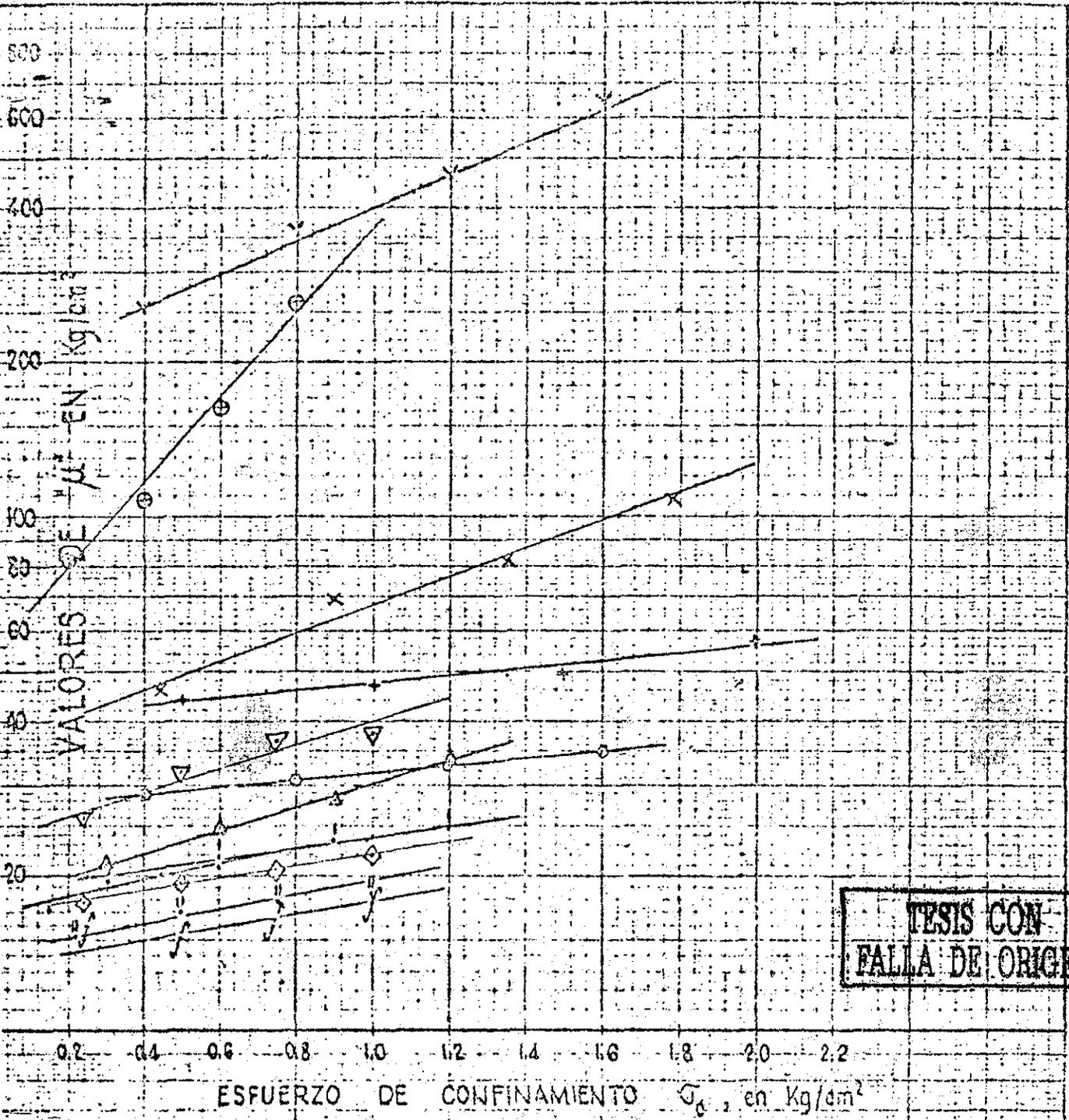
$G_0$  : Esfuerzo efectivo actual, en Kg/cm<sup>2</sup>

$\mu$  : Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante, en Kg/cm<sup>2</sup>

p-440

FIG.- 22A.2

D-25



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

SIGNO	MUESTRA	PROF.	SIGNO	MUESTRA	PROF.
•	1-J-1	7.95	◇	2-Z-7	11.95
∩	1-P-1	16.90	⊕	1-E-3	1.40
∪	1-U-6	25.25			
△	1-X-4	29.25			
∩	1-b-2	34.45			
∪	1-C-4	36.15			
○	1-L-5	41.05			
+	1-M-5	46.30			
▽	1-S-3	20.30			
x	2-l-3	53.00			

DR. LEONARDO ZEEVAERT  
Ingeniero Consultor

P-410

FIG-23A

TABLA DE RESULTADOS DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION NO CONFINADA ( $q_u$ ), Y DE REBOTE ELASTICO ( $M_e$ )

D-26

MUESTRA	PROFUNDIDAD EN METROS	DESCRIPCION DEL MATERIAL	$\omega$ %	$\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	$\sigma_c$ Kg/cm <sup>2</sup>	$q_u$ Kg/cm <sup>2</sup>	$M_e$ cm <sup>2</sup> /Kg
I-F-4	3.85	Arcilla poco limosa, gris olivo, de consistencia natural suave, P.M.O.	228%	1.27	0.40	0.39	0.024
I-H-2	5.15	Arcilla limosa, gris olivo y café rojizo, semirígida, %poros, P.M.O.	169%	1.32	0.44	0.52	0.027
I-H-5	5.80	Arcilla café olivo, de consistencia natural semirígida, %conchas.	307%	1.17	0.45	0.50	0.027
I-I-2	6.65	Arcilla café olivo claro, de consistencia natural semirígida, %conchas.	243%	1.14	0.47	0.74	0.029
I-K-4	9.90	Arcilla poco limosa, café olivo, semirígida, %conchas y diatomeas.	289%	1.14	0.54	0.82	0.030
I-L-2	10.95	Arcilla poco limosa, café rojizo oscuro, semirígida, %conchas.	351%	1.16	0.55	0.76	0.034
I-L-7	12.05	Arcilla poco limosa, café olivo oscuro y café rojizo, semirígida, %conchas.	336%	1.14	0.57	0.33	0.036
I-M-5	13.10	Arcilla limosa, verde olivo, semirígida, %conchas, P.M.O.	253%	1.21	0.53	0.69	0.031
I-N-2	13.95	Arcilla limosa y a. de conchas, verde olivo, semirígida, vetas de v. volc.	207%	1.21	0.60	0.72	0.032
I-N-6	14.80	Arcilla poco limosa, gris olivo, de consistencia natural suave, %conchas.	451%	1.13	0.62	0.39	0.033
I-O-4	15.90	Arcilla verde olivo, de consistencia natural suave, %conchas y diatomeas.	402%	1.13	0.63	0.48	0.031
I-P-3	17.30	Arcilla poco limosa, verde olivo, semirígida, %conchas y diatomeas.	413%	1.15	0.65	0.83	0.032
I-P-4	17.55	Arcilla poco limosa, gris olivo y verde olivo, semirígida, %conchas.	410%	1.15	0.66	0.51	0.033
I-Q-3	18.60	Arcilla poco limosa verde olivo oscuro, semirígida, %conchas.	273%	1.18	0.68	0.63	0.040
I-R-2	19.90	Arcilla limosa café rojizo claro, suave, poco lajeada, %conchas.	292%	1.18	0.70	0.49	0.041
I-T-3	23.10	Arcilla gris olivo claro, de consistencia natural suave, %conchas.	323%	1.23	0.76	0.41	0.042
I-U-7	25.50	Arcilla poco limosa verde olivo oscuro, suave, %conchas y diatomeas.	451%	1.13	0.79	0.36	0.044
I-W-4	27.55	Arcilla limosa, café olivo claro, semirígida, %conchas.	198%	1.22	0.83	0.93	0.032
I-Xc3	29.05	Arcilla café olivo oscuro, semirígida, %conchas y diatomeas.	324%	1.12	0.87	0.72	0.032
I-Y-1	30.05	Arcilla café olivo, semirígida, %lente de v. volc., %conchas.	294%	1.22	0.89	0.53	0.048
I-Z-2	31.60	Arcilla poco limosa, verde olivo, semirígida, %conchas y diatomeas.	391%	1.16	0.93	0.74	0.032
I-a-3	33.30	Arcilla poco limosa, verde olivo oscuro, suave, %conchas y diat.	246%	1.13	0.96	0.49	0.029
I-a-4	33.50	Arcilla poco limosa, verde olivo oscuro, semirígida, %conchas y diat.	306%	1.13	0.97	0.52	0.028
I-b-4	34.90	Arcilla poco limosa, café rojizo, semirígida, %conchas y diatomeas.	404%	1.13	0.99	0.51	0.023
I-h-1	38.85	Arcilla limosa, gris olivo, semirígida, %conchas y diatomeas, %poros.	319%	1.16	1.25	0.77	0.026
I-l-4	40.85	Arcilla poco limosa, verde olivo, semirígida, %conchas y diatomeas.	513%	1.13	1.33	0.50	0.021
I-j-3	42.20	Arcilla poco limosa, verde olivo oscuro, semirígida, %comp. prism. en partes.	377%	1.15	1.37	0.87	0.028
I-l-1	44.10	Arcilla poco limosa, verde olivo, semirígida, %conchas y diatomeas.	300%	1.16	1.47	0.73	—
I-m-2	45.65	Arcilla limosa, gris olivo, de consistencia rígida, %conchas y diat.	279%	1.20	1.53	1.40	0.017
I-n-4	47.40	Arcilla poco limosa, verde olivo, rígida, poco lajeada, %conchas.	273%	1.26	1.60	1.13	0.020
I-r-4	51.70	Arcilla limosa, gris olivo claro, rígida, poco lajeada, %conchas y diat.	227%	1.21	1.79	1.24	0.021
I-t-2	53.45	Arcilla limosa, verde olivo, rígida, %muchas diatomeas, %conchas.	220%	1.22	1.86	1.40	0.017
I-u-2	54.75	Arcilla limosa, verde olivo, rígida, poco lajeada, %conchas y diat.	154%	1.25	1.92	1.97	0.011

NOMENCLATURA :

- $\omega$  : Contenido de agua, en %
- $\gamma$  : Peso volumétrico en estado natural, en ton/m<sup>3</sup>
- $\sigma_c$  : Esfuerzo efectivo actual, en Kg/cm<sup>2</sup>
- $q_u$  : Valor de resistencia a la compresión simple en Kg/cm<sup>2</sup>
- $M_e$  : Rebote elástico, en cm<sup>2</sup>/Kg

DR. LEONARDO ZEEVAERT  
Ingeniero Consultor

PI-440

FIG-24A

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

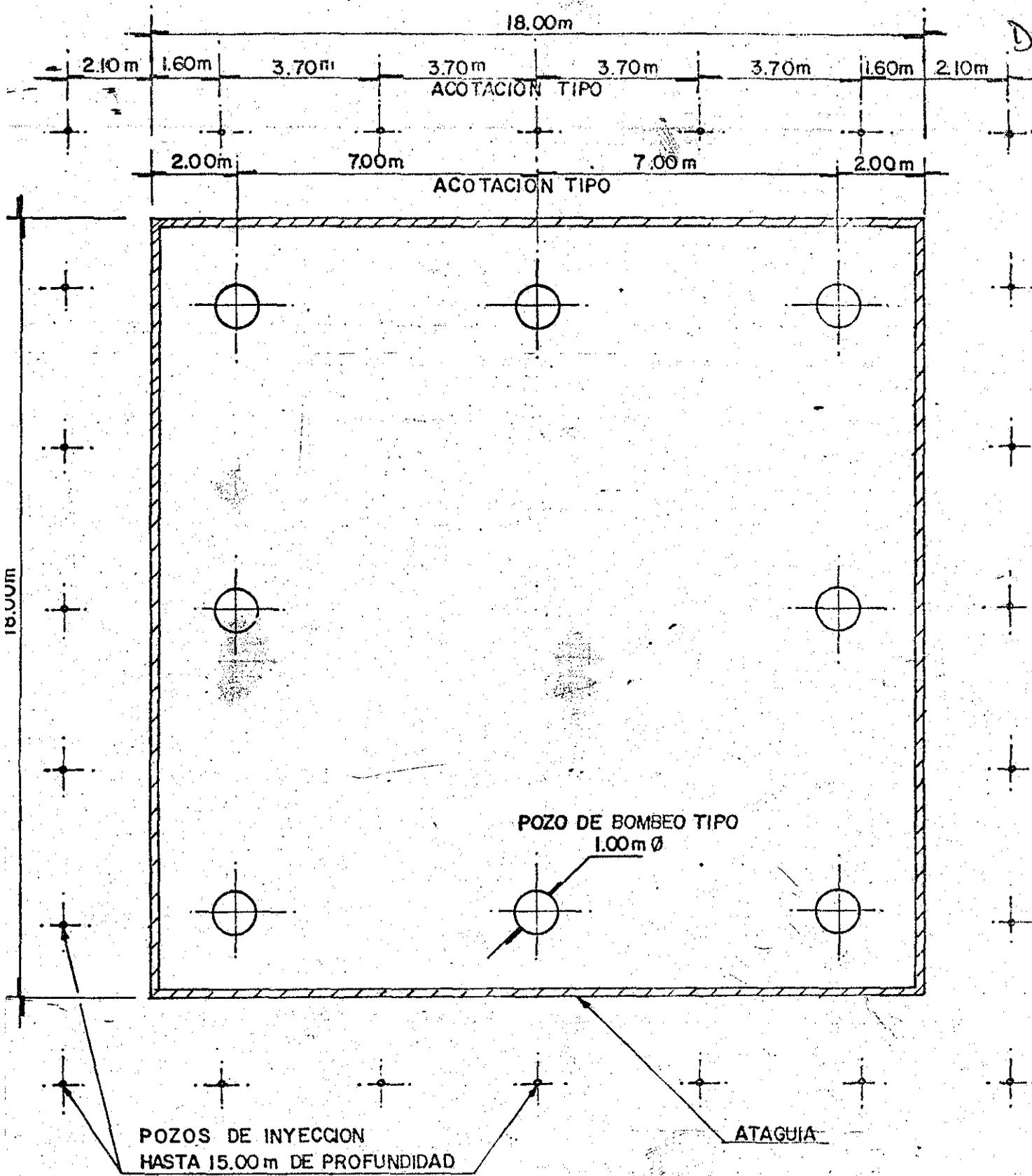
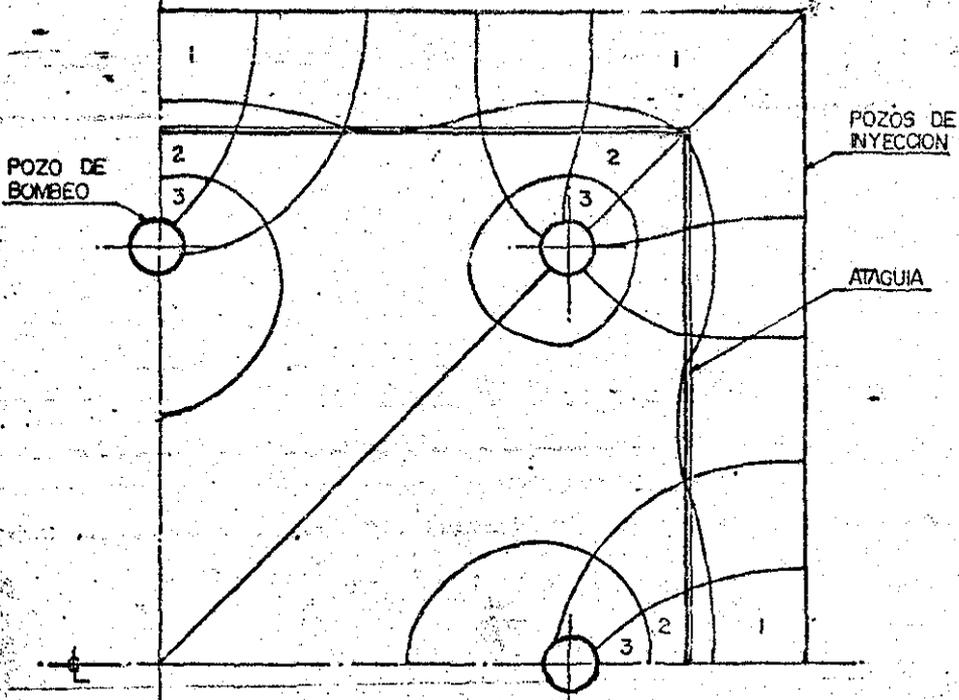
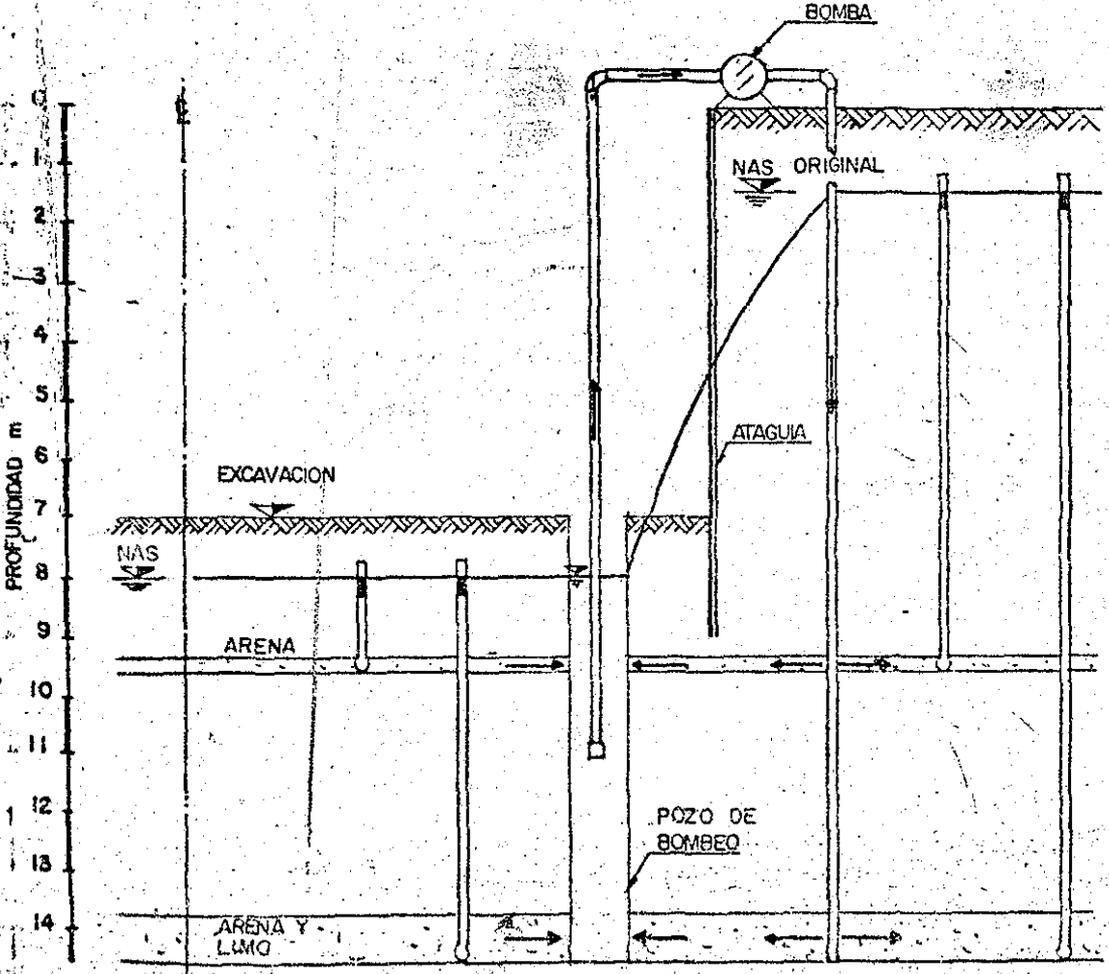


fig.25 SISTEMA DE POZOS DE BOMBEO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



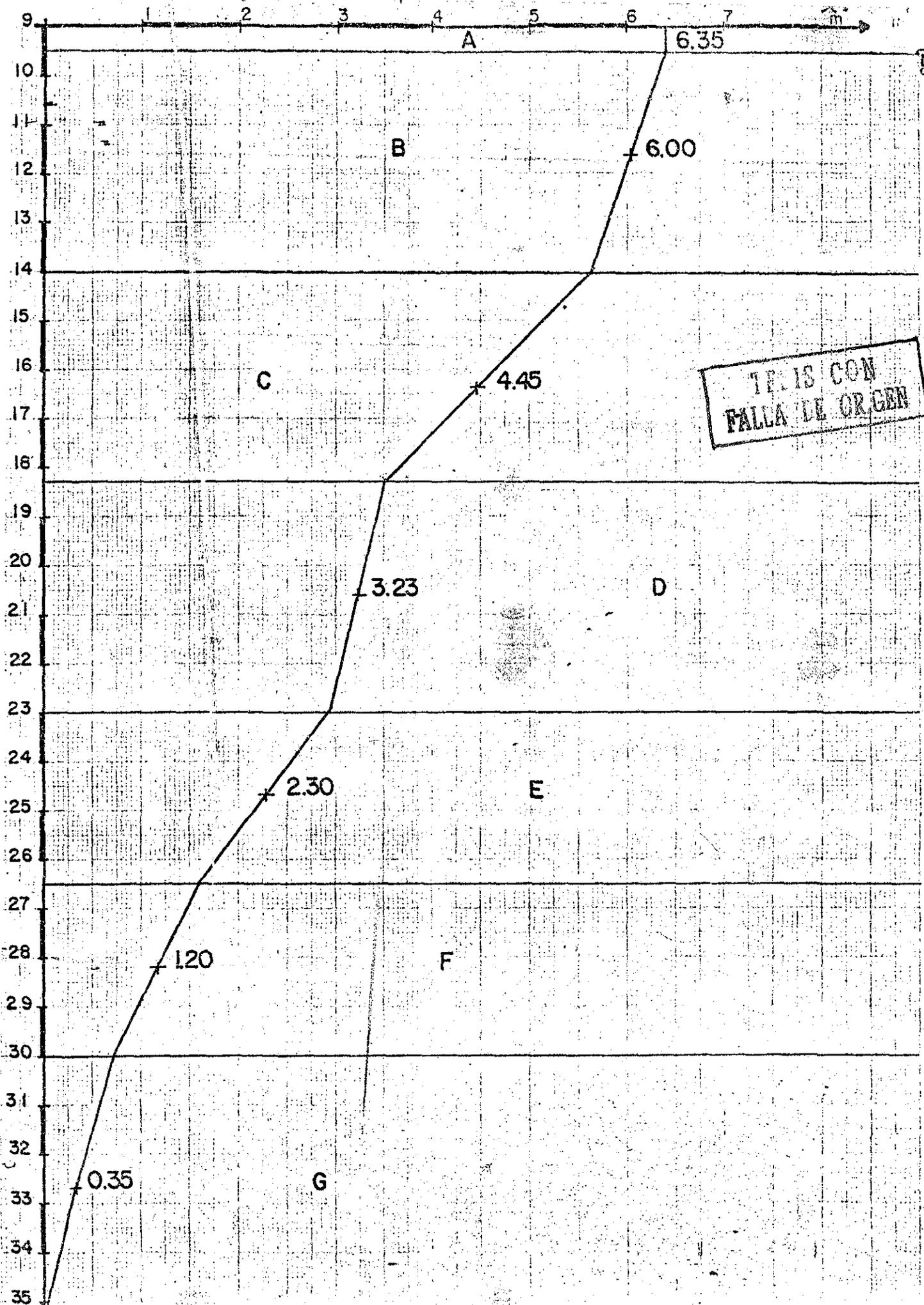
PLANTA SECCION



CORTE ESQUEMATICO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig. 2.6 RED DE FLUJO



D-29

SECCION ADATIMIENTOS PROFUNDIDAD

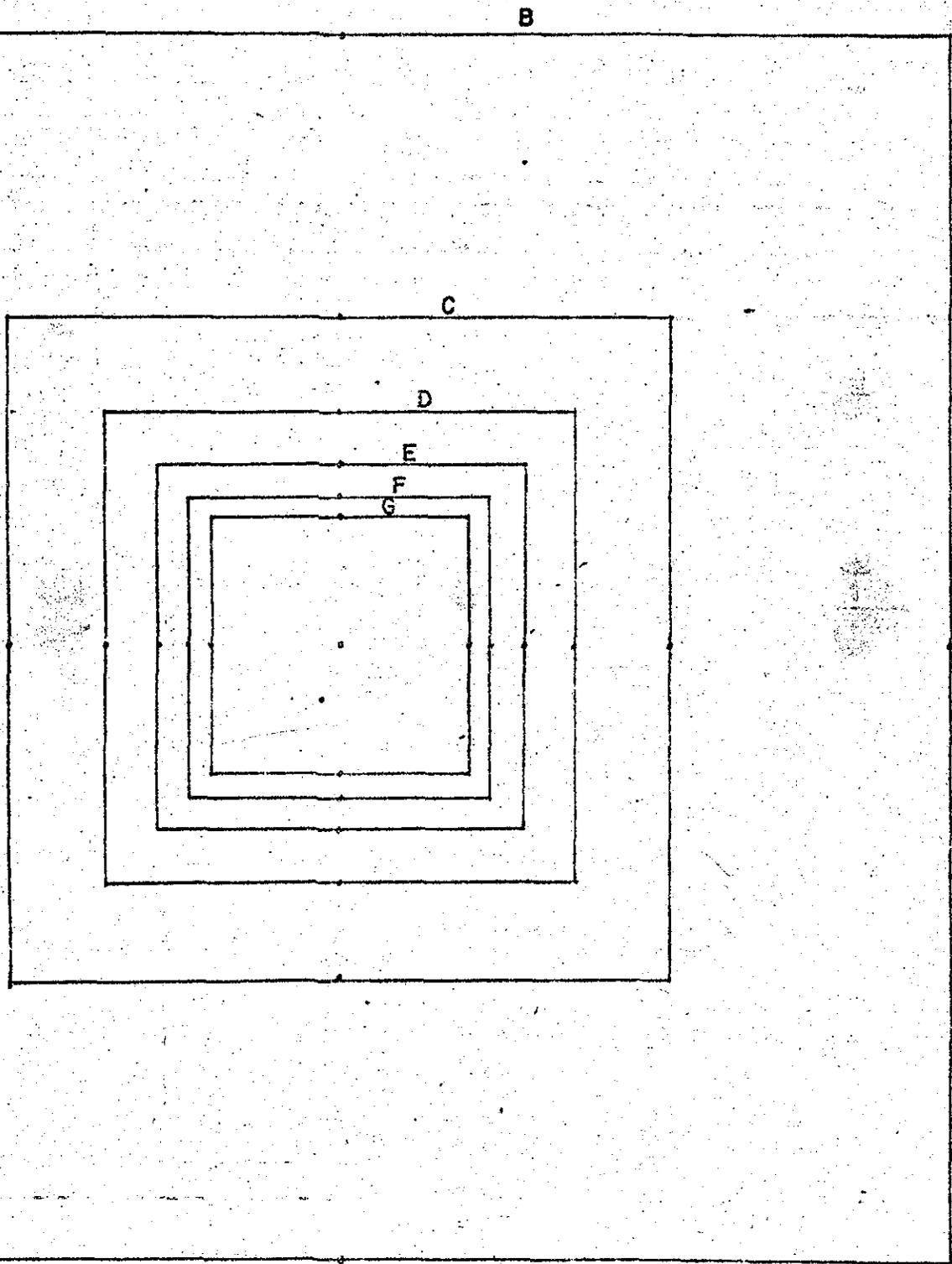


fig. 28  
PLANTILLAS PARA CALCULOS DE  
ESFUERZOS  
 $\bar{Z} = 6\text{cm}$



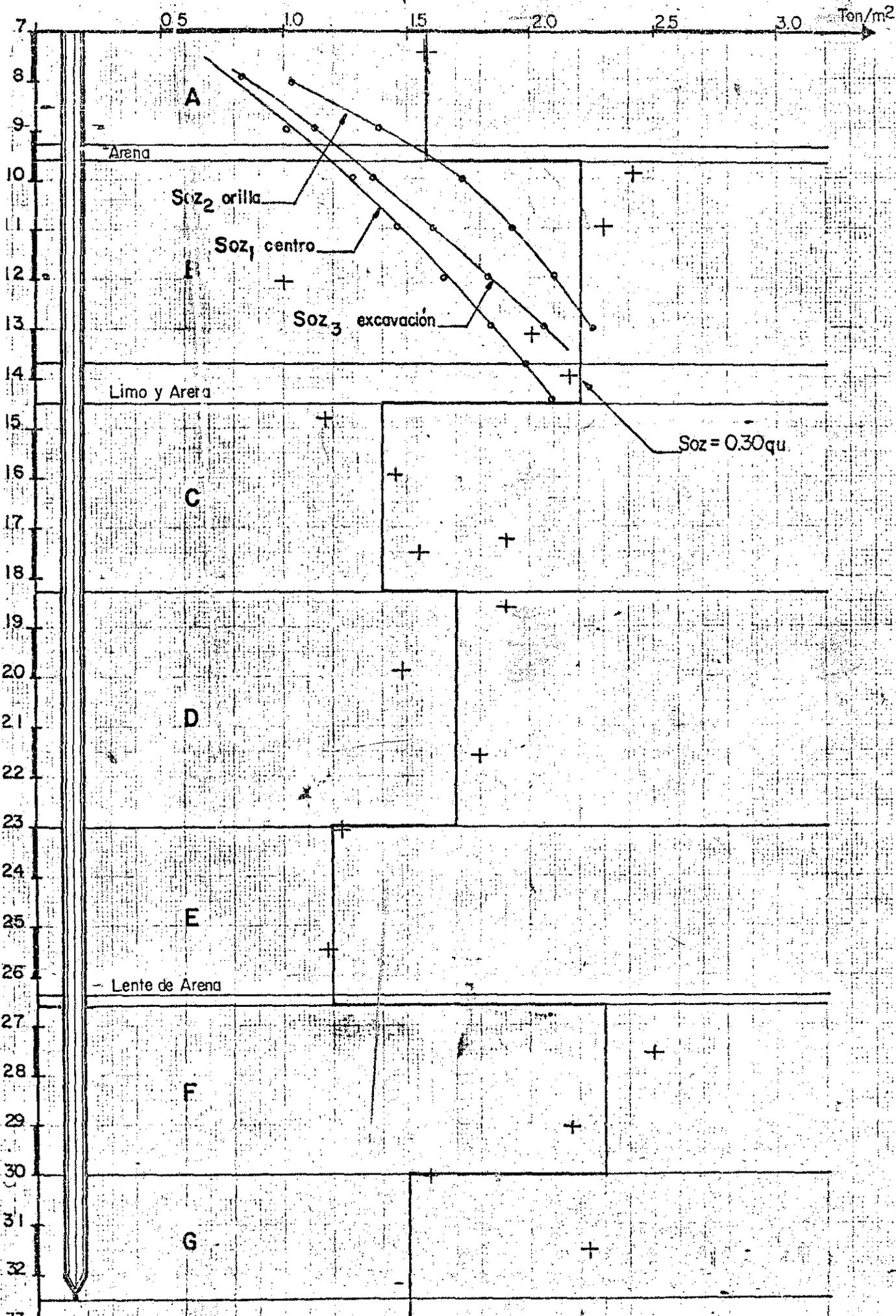
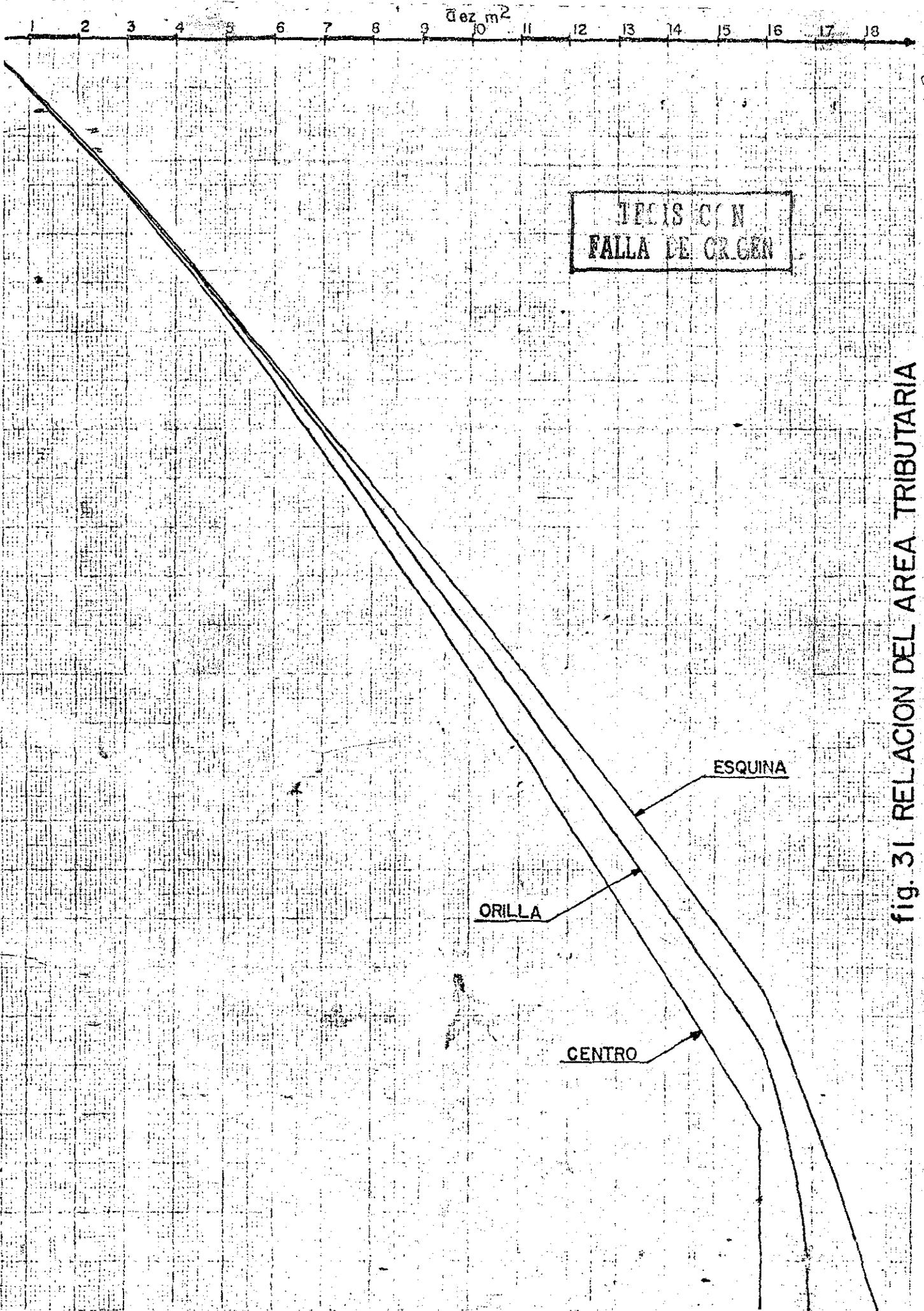
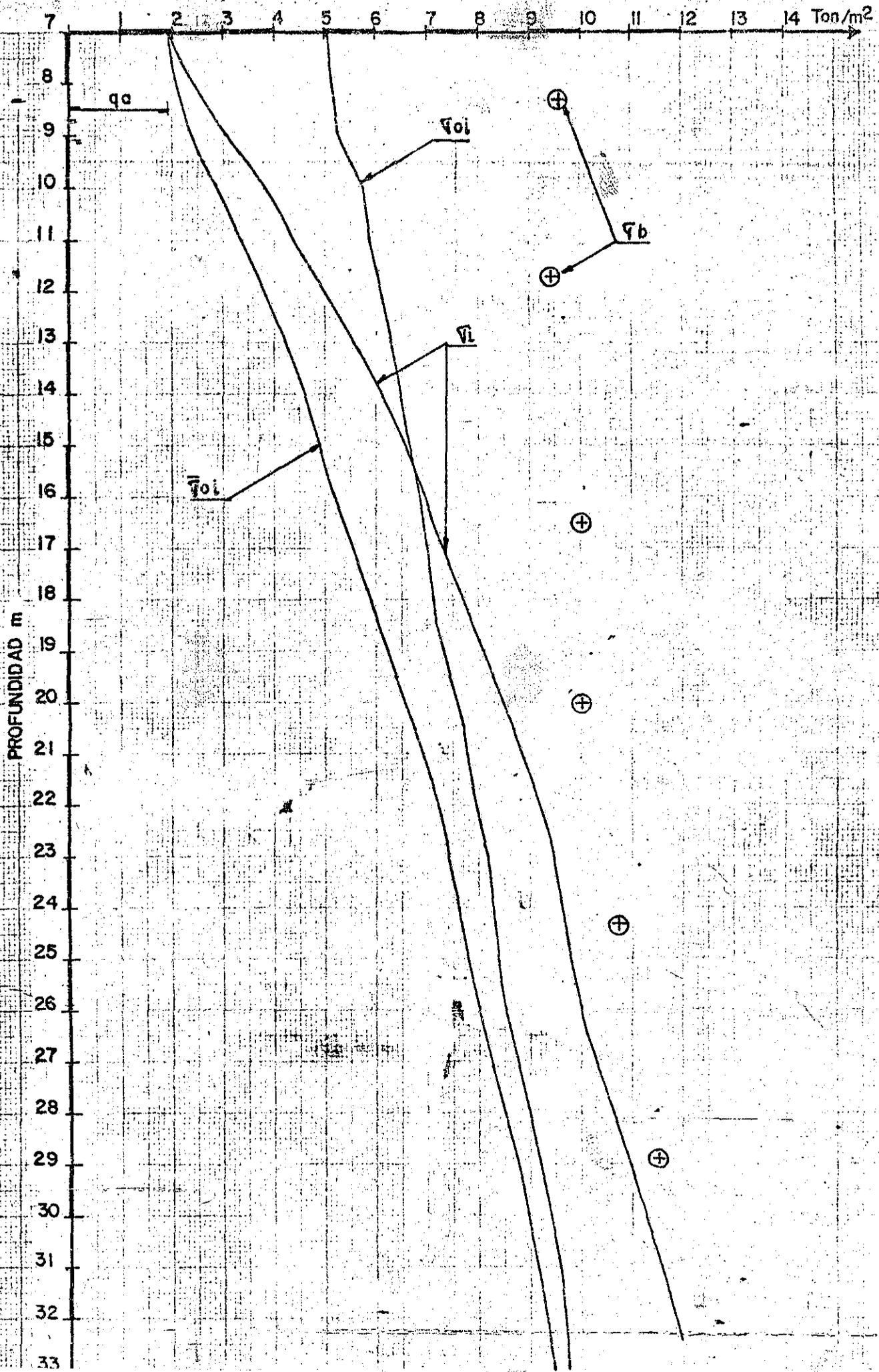


fig.30 VARIACION DE LA RESISTENCIA EN EL FUSTE Soz = 0.3qu



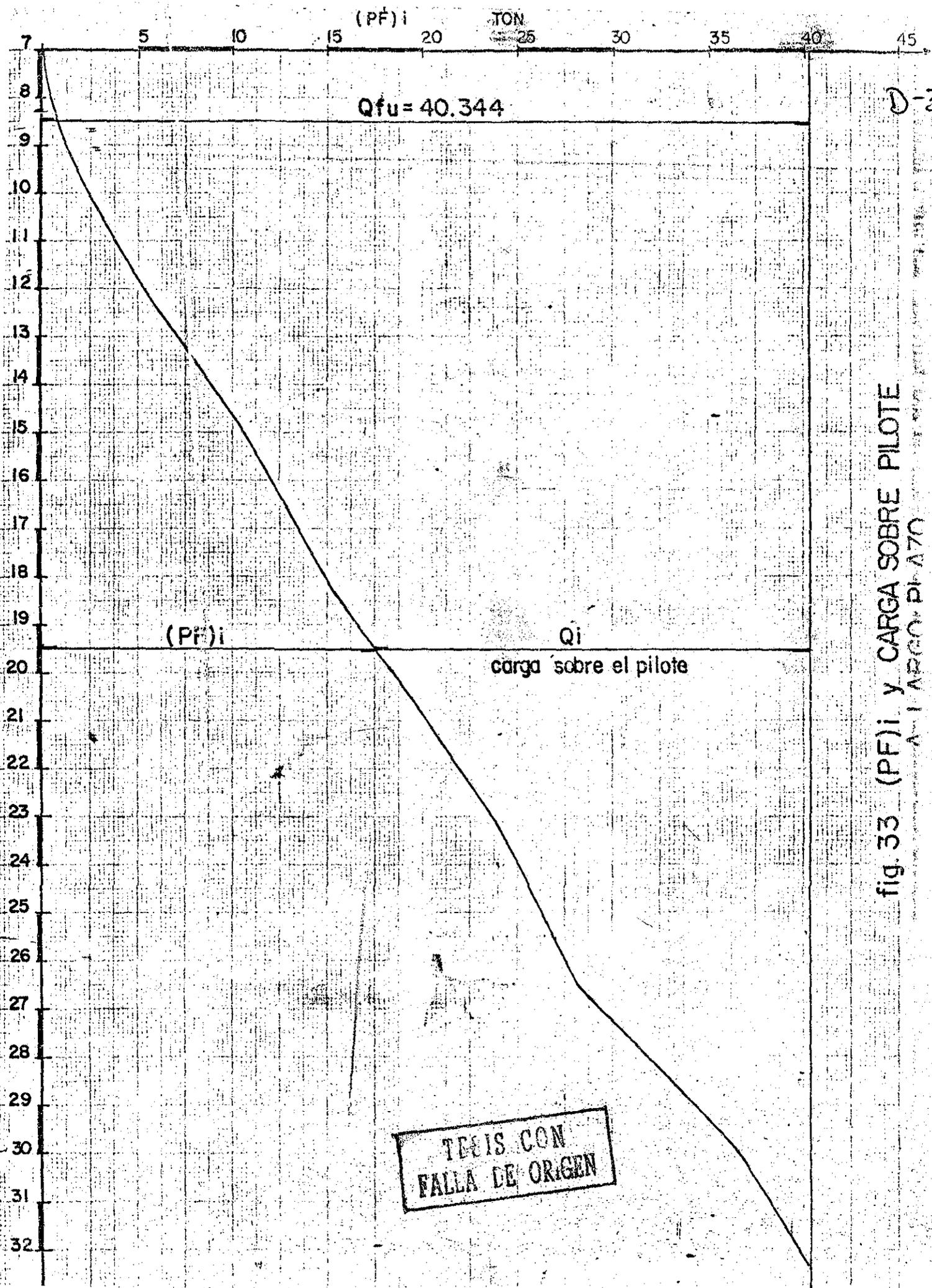
D-33

fig. 31 RELACION DEL AREA TRIBUTARIA  
EFFECTIVA CON LA PROFUNDIDAD



D-34

fig. 32 ESFUERZOS A LARGO PLAZO  
PAPA CENTRO



D-35

fig. 33 (PF)i y CARGA SOBRE PILOTE  
A-I ARCO-PI-A70

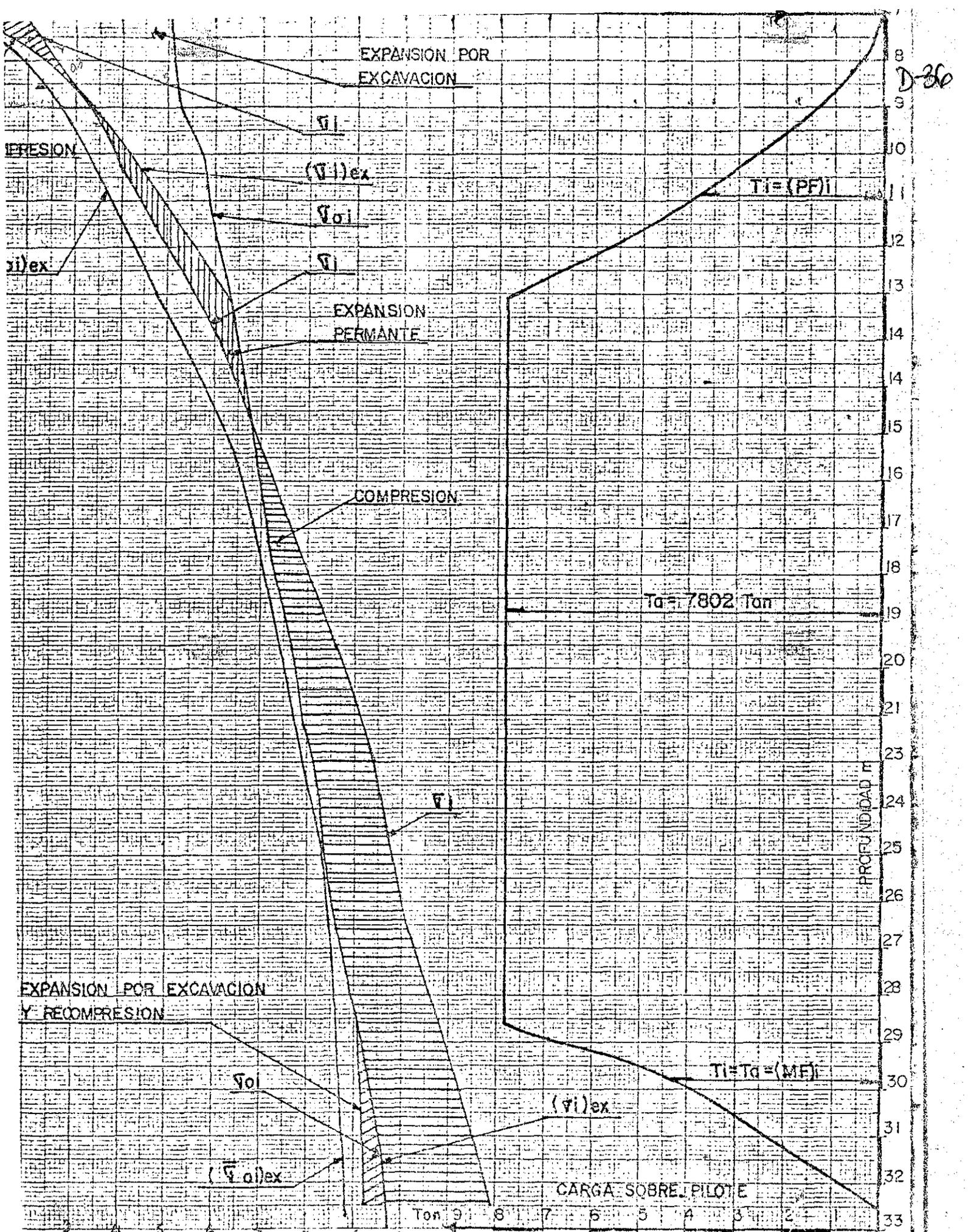


fig.34 ESFUERZOS PARA EXCAVACION CON PILOTES Y

D-87

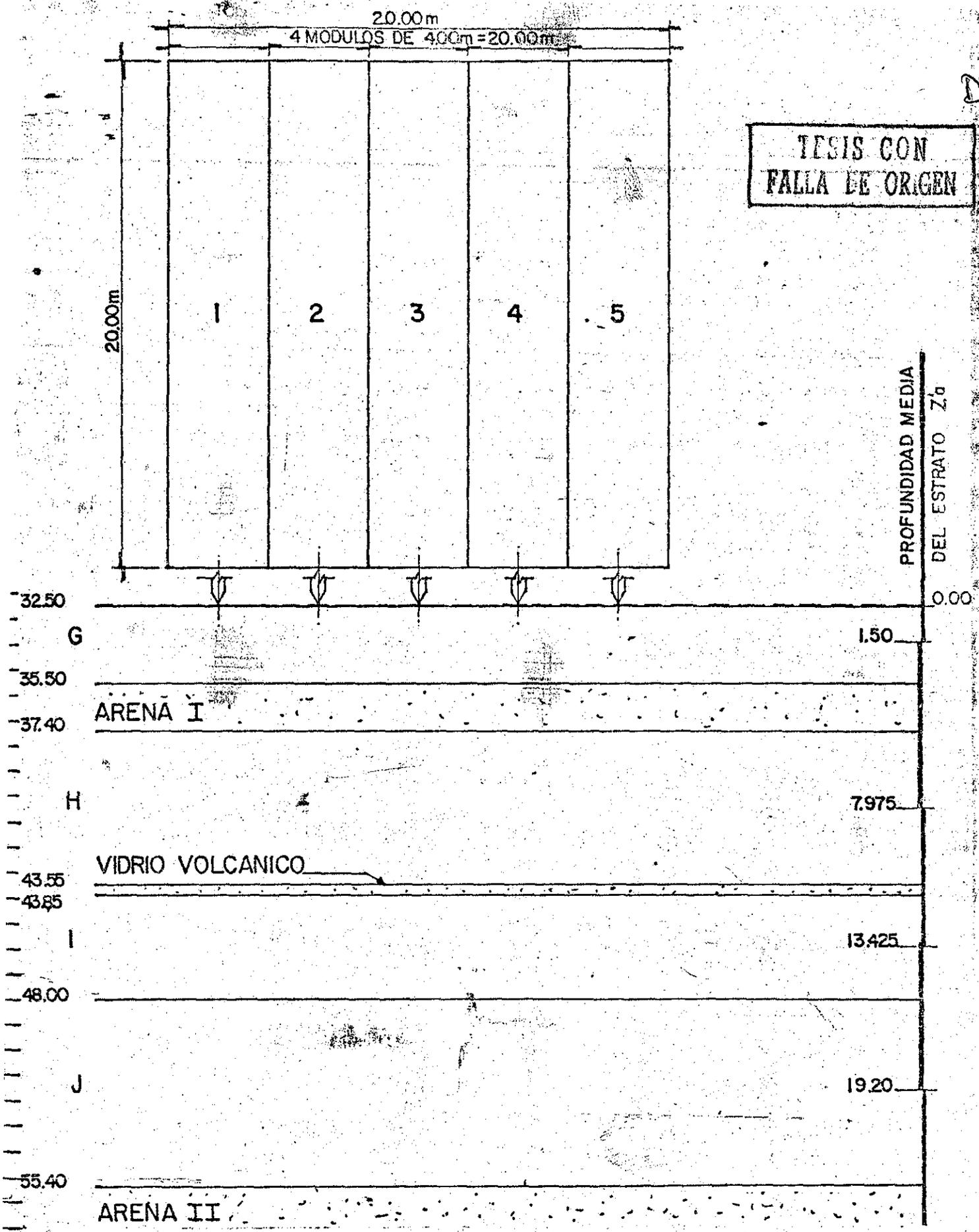


fig.35 CROQUIS DE LA PLANTA A 32.5m, DIVISION DE FAJAS Y ESTRATIGRAFIA BAJO ESE NIVEL

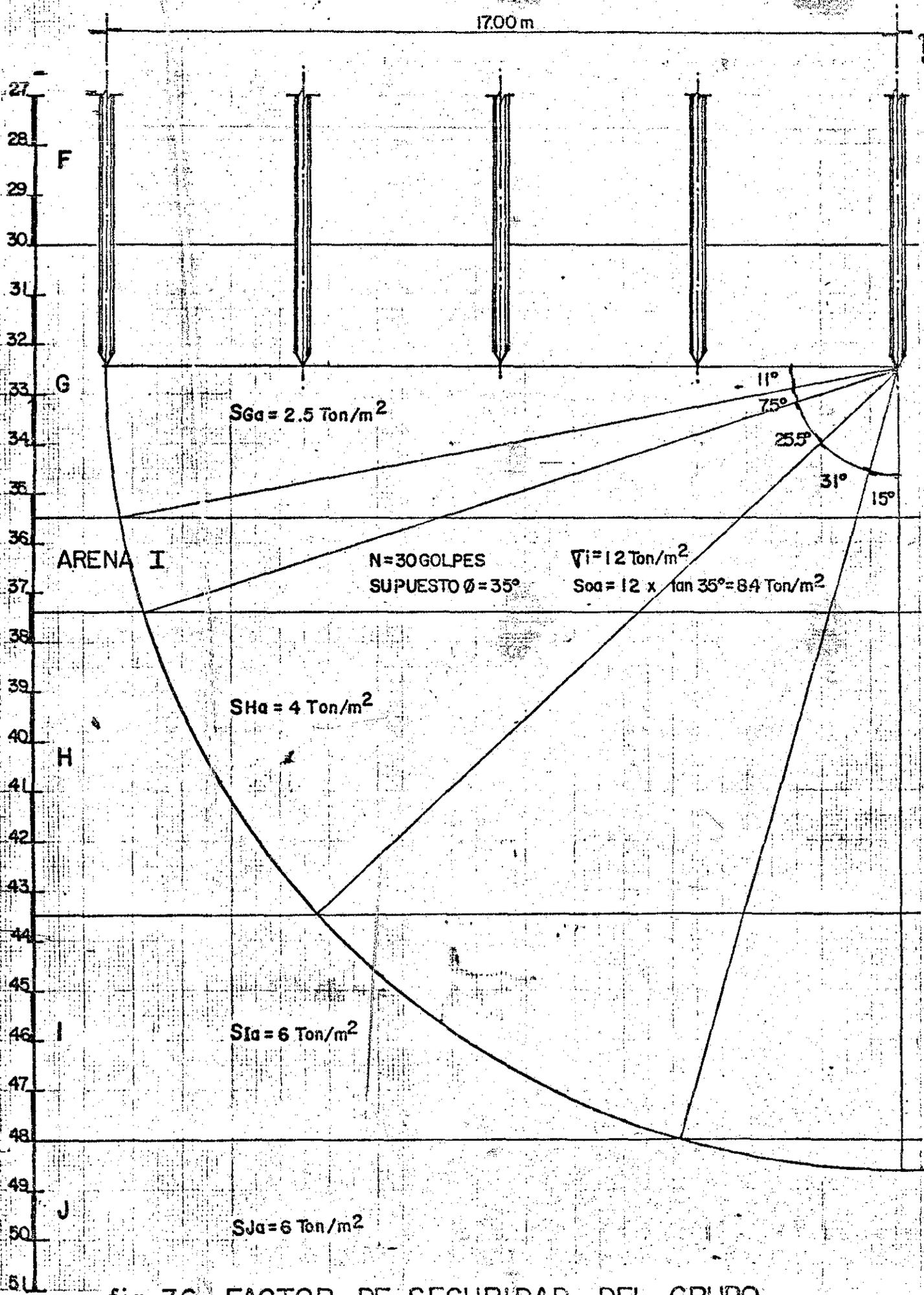


fig. 36 FACTOR DE SEGURIDAD DEL GRUPO

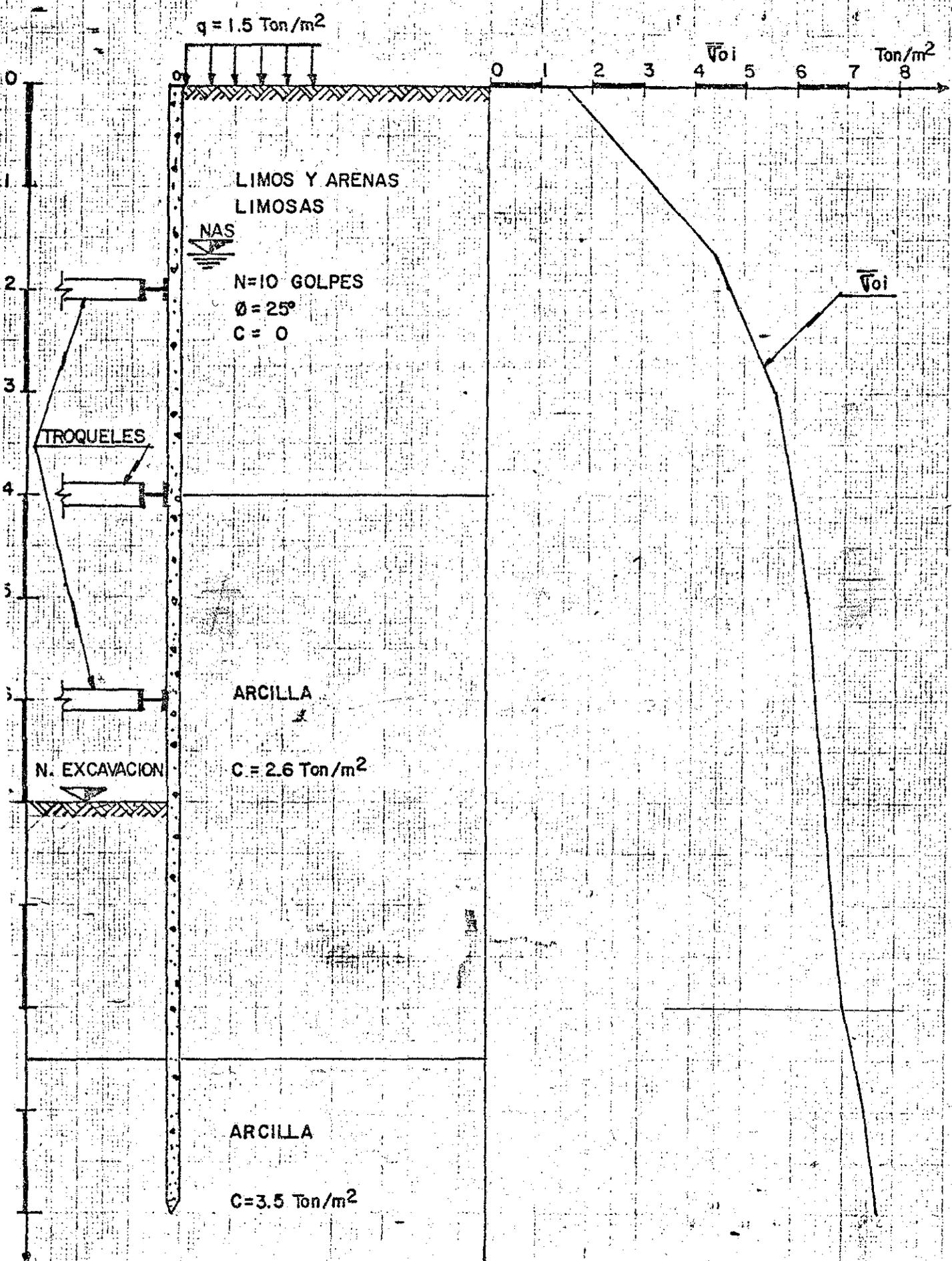


fig. 37 SISTEMA PROPUESTO DE ATAGUIA

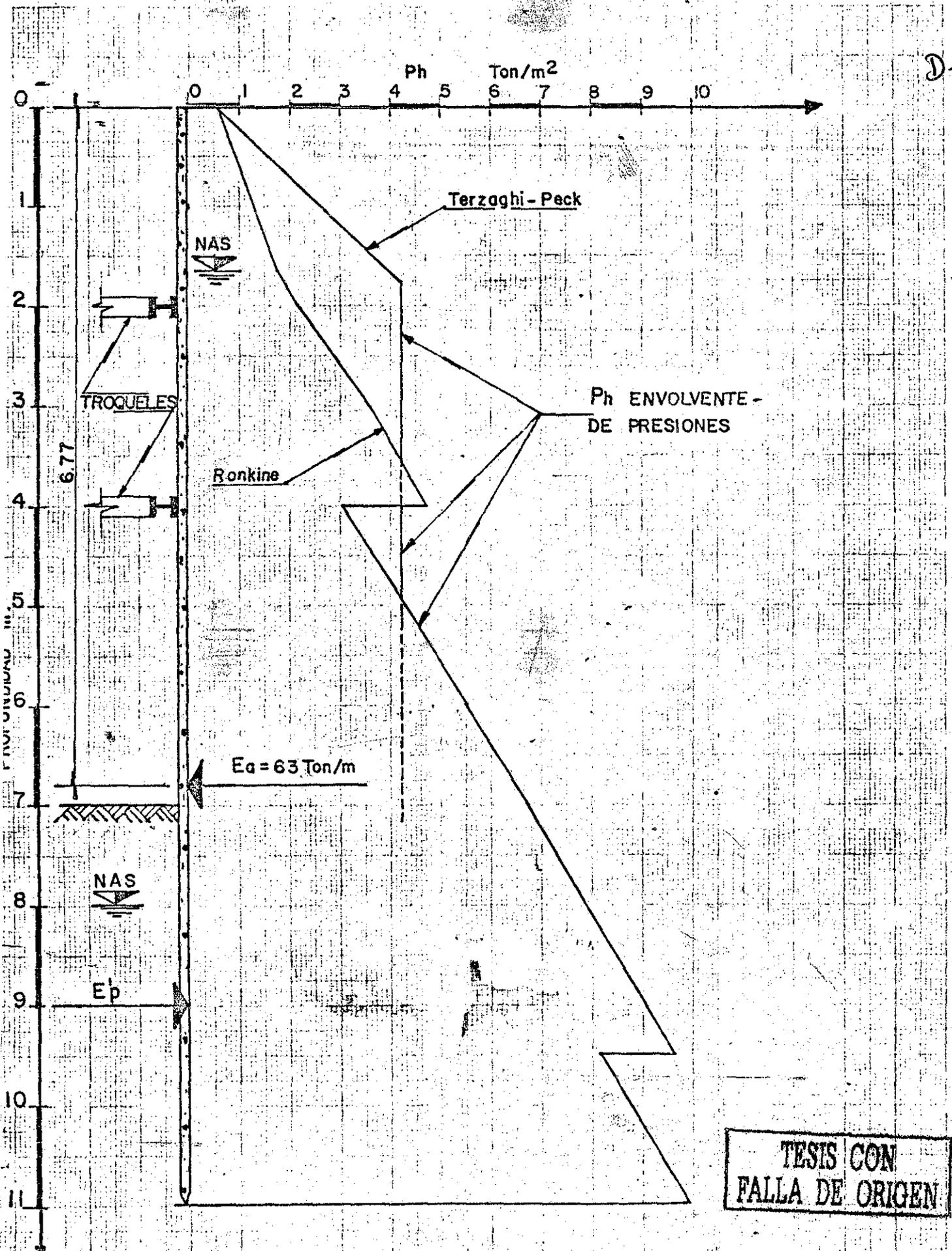


fig. 38 DISTRIBUCION DE PRESIONES SOBRE LA ATAGUIA (2)

TRIEIS CON FALLA DE ORIGEN

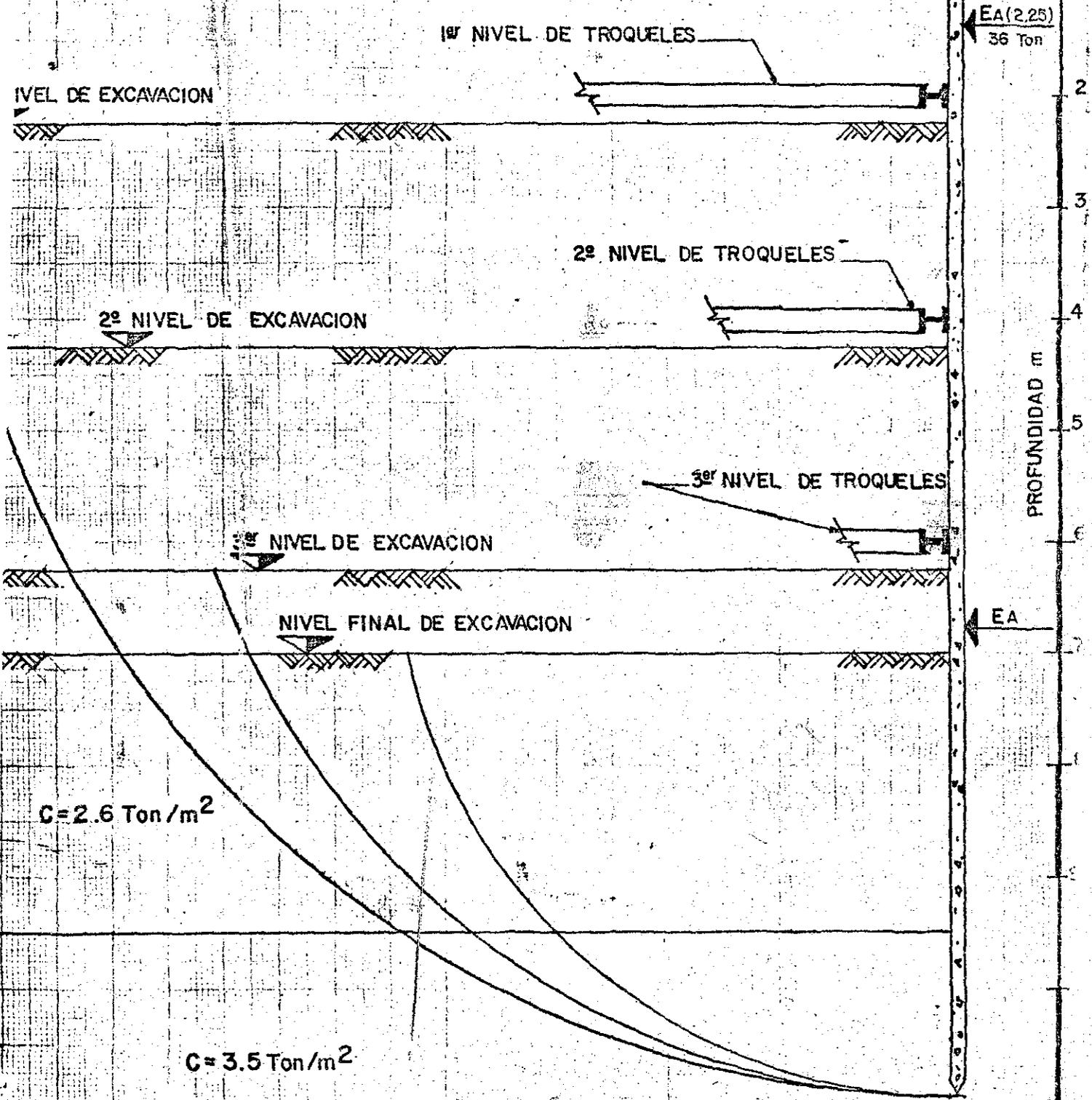


fig. 39 DIFERENTES ETAPAS DE LA EXCAVACION

5

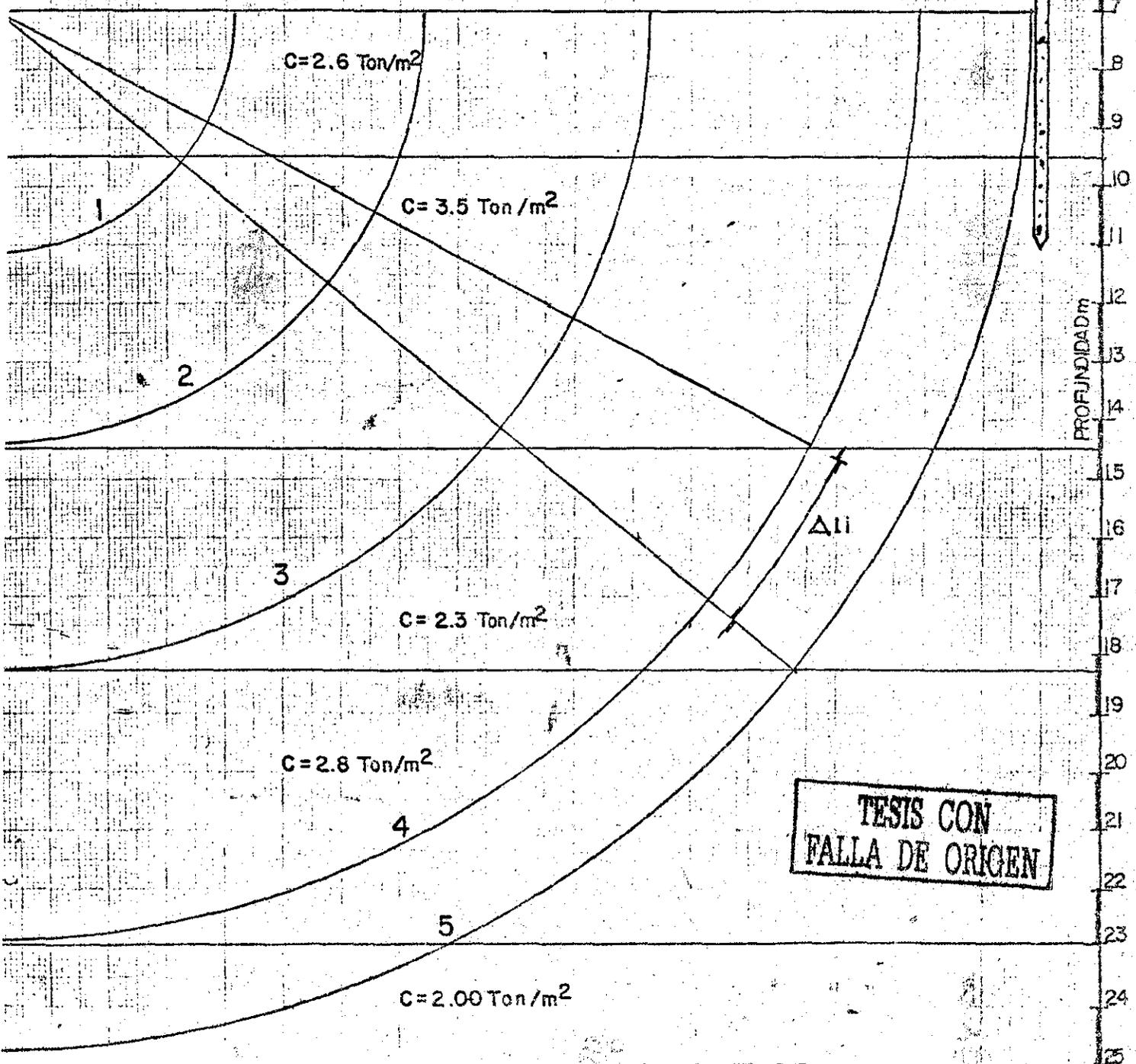
$\phi = 26^\circ$

$S = \sqrt{a} \tan 26^\circ = 265 \times \tan 26^\circ = 1.3 \text{ Ton/m}^2$

$C = 2 \text{ Ton/m}^2$

$q = 1.5$

D-42



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

LIMITES REALES DE  
LA CIMENTACION

PILOTES

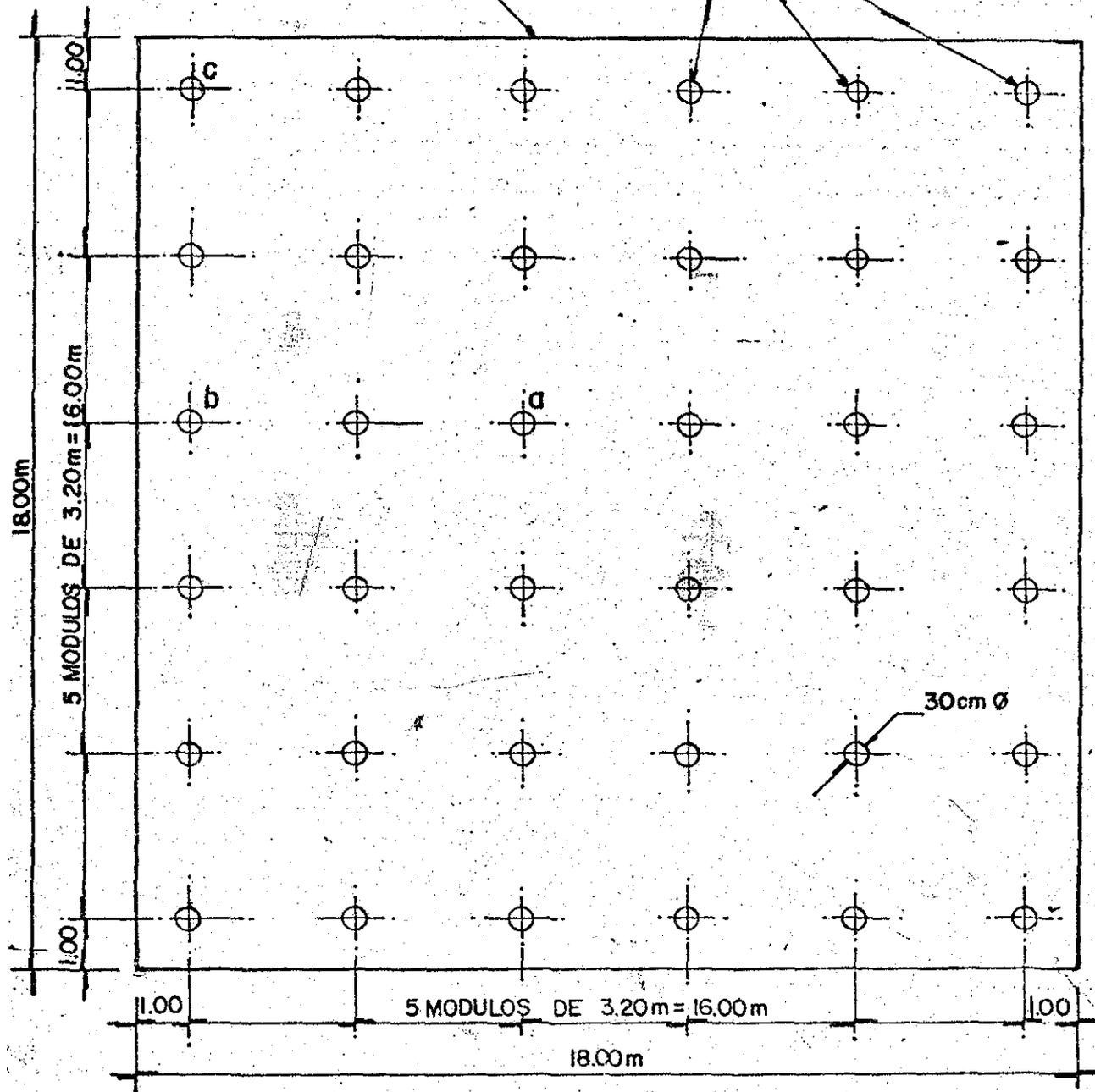


fig. 41

DISTRIBUCION PROPUESTA DE PILOTES

Terzaghi—Peck  
y Burland.

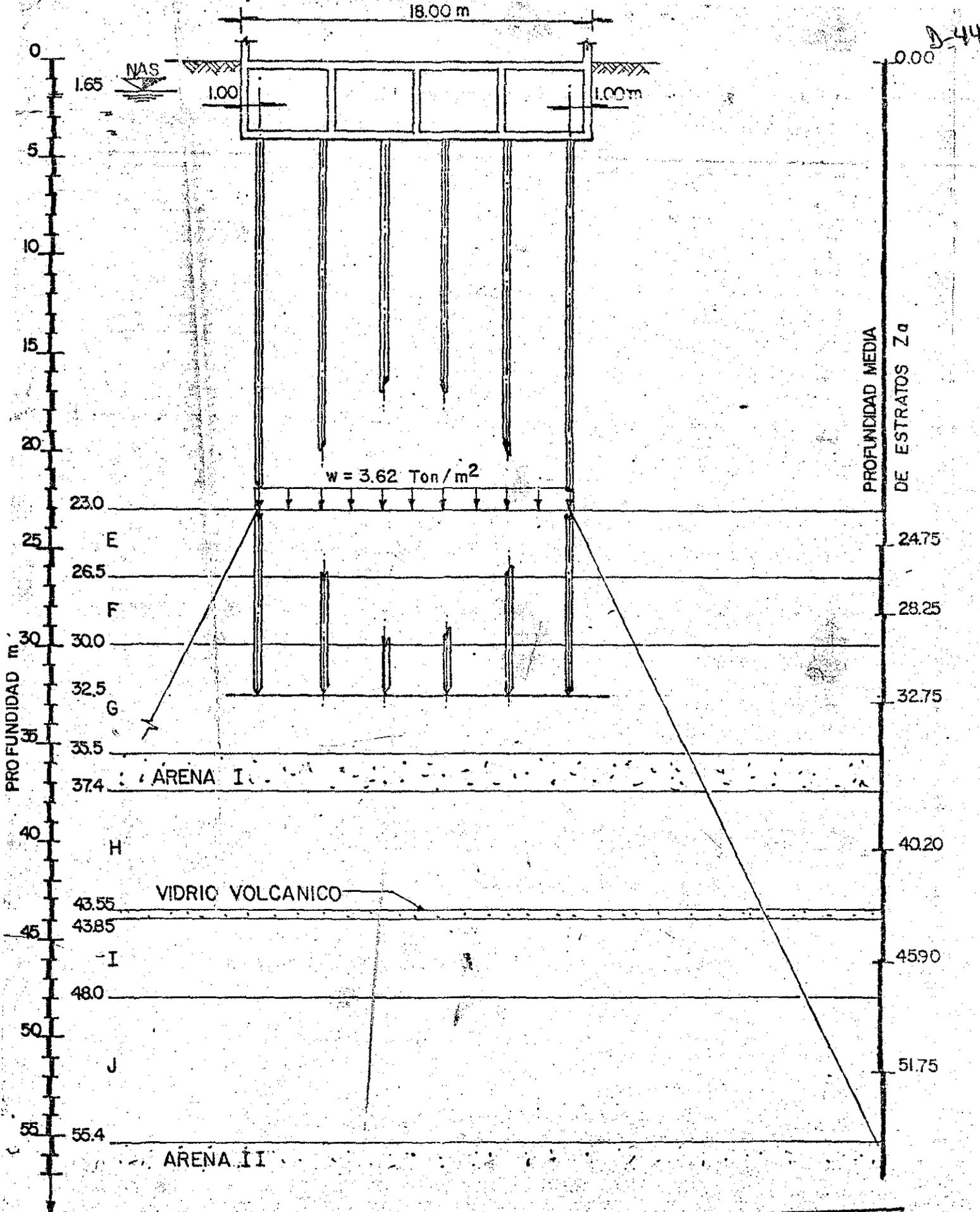


fig.42 ASENTAMIENTOS  
(Terzaghi - Peck y Burland)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

2415

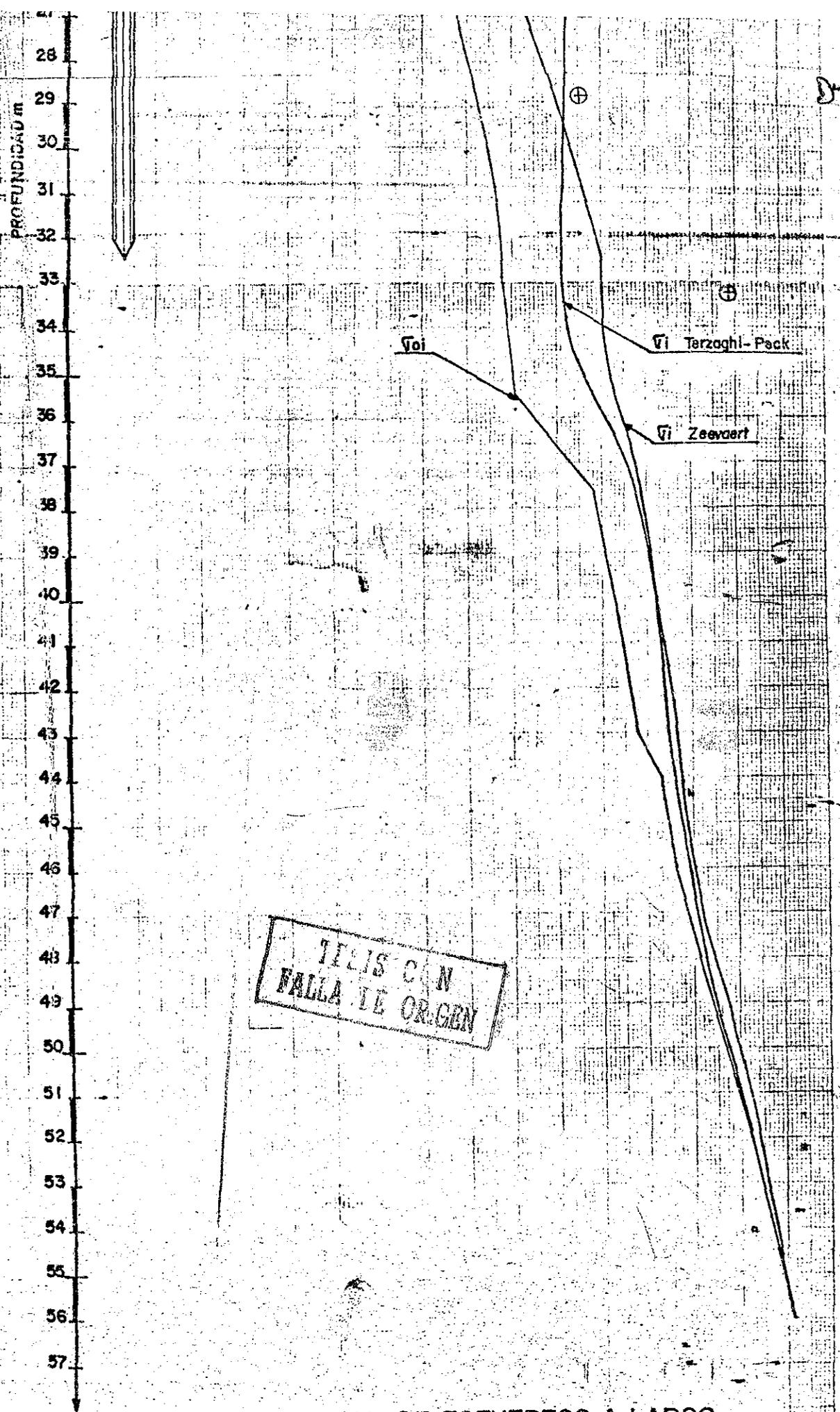
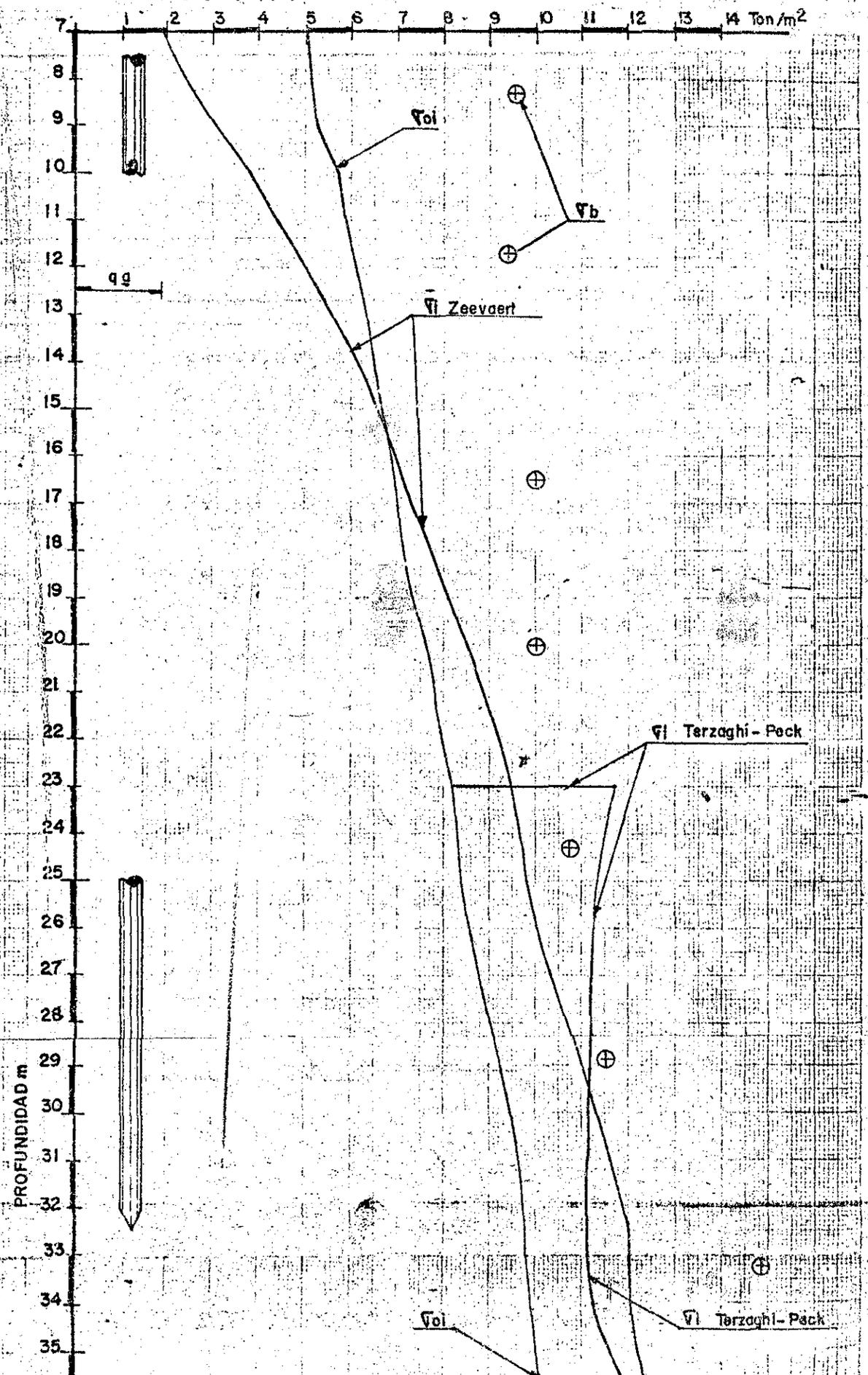


fig.43 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS A LARGO PLAZO. Zeevaert y Terzaghi-Peck



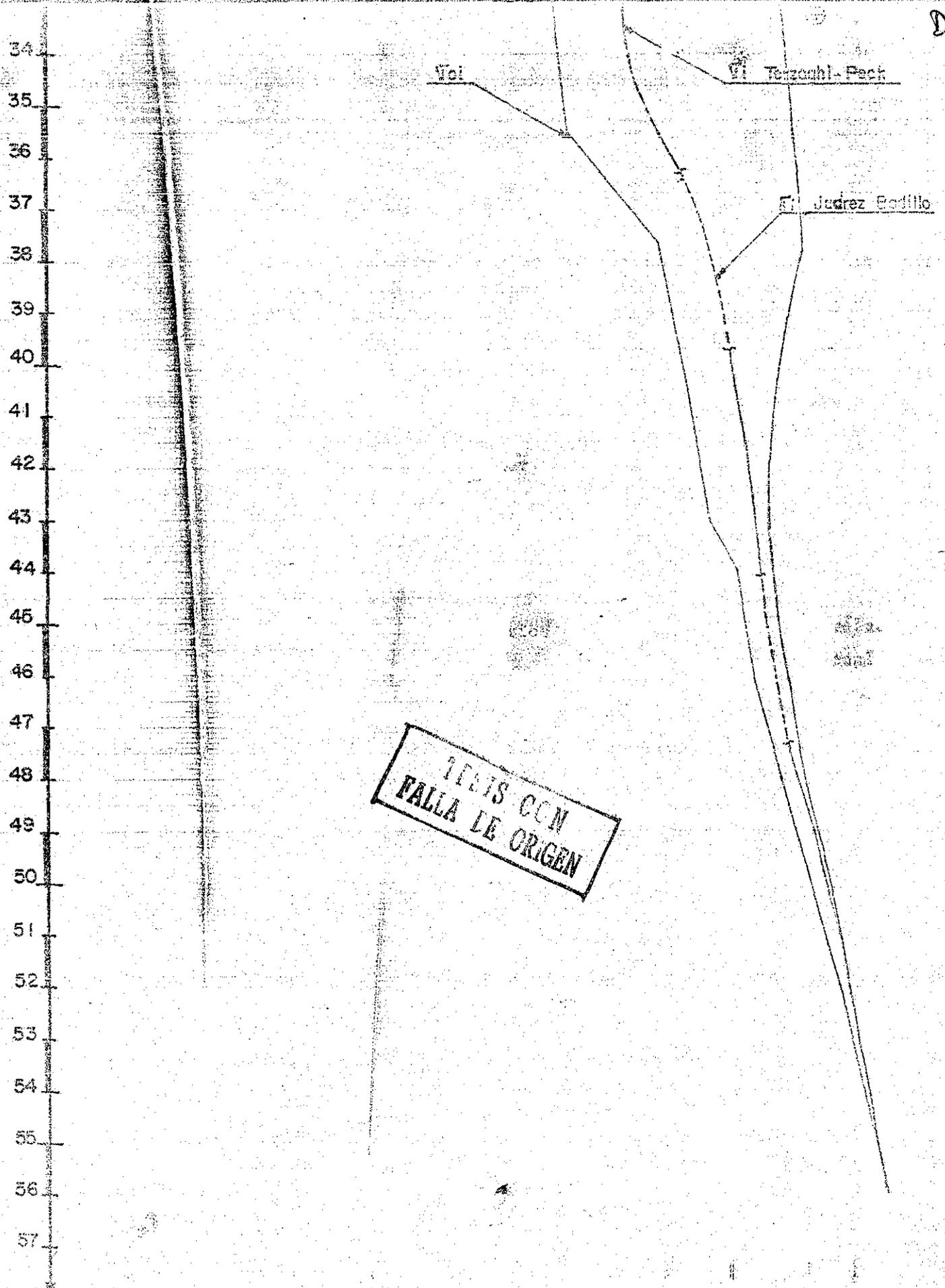
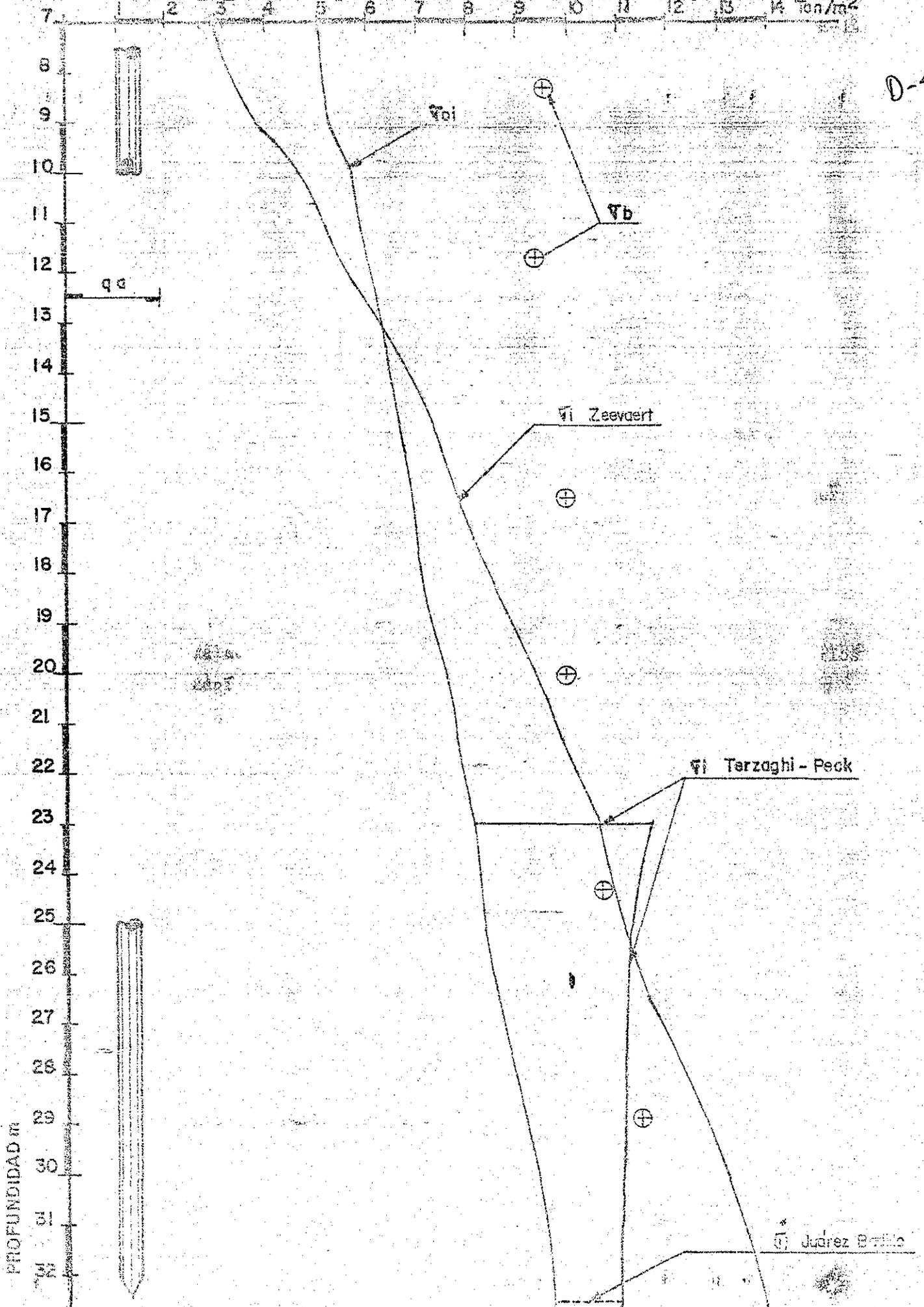


Fig.43 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS A LARGO PLAZO. Zeevaert y Terzaghi-Feck, Alternativa 2

0-48



PROFUNDIDAD m

$V_t$  Juárez Balle

$V_t$  Terzaghi - Peck

$V_t$  Zeevaart

$V_{bi}$

$V_b$

$q_c$

T A B L A S

TEJES CON  
FALLA DE ORIGEN



Tabla 3 Cálculo de abatimientos para flujo vertical

mal: me corrigió un valor,

$$K_i = \begin{bmatrix} 0.65 + 2.23 & & & & & \\ -(1.69+0.65) & 0.65 & 0 & 0 & 0 & \\ & 0.65 & -(0.65+2.23) & 2.23 & 0 & 0 \\ & 0 & 2.23 & -(2.23+1.02) & 1.02 & 0 \\ & 0 & 0 & 1.02 & -(1.02+1.53) & 1.53 \\ & 0 & 0 & 0 & 1.53 & -(1.53+1.71) \end{bmatrix} \text{ (1/seg)}$$

*1.71 + 1.09*

$$K_i = 10^{-7} \begin{bmatrix} -2.34 & 0.65 & 0 & 0 & 0 & \\ 0.65 & -2.88 & 2.23 & 0 & 0 & \\ 0 & 2.23 & -3.25 & 1.02 & 0 & \\ 0 & 0 & 1.02 & -2.55 & 1.53 & \\ 0 & 0 & 0 & 1.53 & -3.24 & \end{bmatrix} \text{ (1/seg)}$$

$$T_i = 10^{-7} \begin{bmatrix} -10.73 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ (m/seg)}$$

$$\lambda_i = \begin{bmatrix} 5.57 \\ 3.53 \\ 2.94 \\ 1.64 \\ 0.77 \end{bmatrix} \text{ (m)}$$

Tabla 4 Cálculo de esfuerzos debidos a excavación y bombeo

ESTRATO	$z_m$ m	$\sigma_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	$\lambda_i$ m	CENTRO			ORILLA			ESQUINA				
				$I\Delta p_c$ T/m <sup>2</sup>	$(\bar{\sigma}_{oi})_{ex}^{-\sigma_{oi}}$ T/m <sup>2</sup>	$(\bar{\sigma}_{oi})_{ex}$ T/m <sup>2</sup>	$I\Delta p_o$ T/m <sup>2</sup>	$(\bar{\sigma}_{oi})_{ex}^{-\sigma_{oi}}$ T/m <sup>2</sup>	$(\bar{\sigma}_{oi})_{ex}$ T/m <sup>2</sup>	$I\Delta p_e$ T/m <sup>2</sup>	$(\bar{\sigma}_{oi})_{ex}^{-\sigma_{oi}}$ T/m <sup>2</sup>	$(\bar{\sigma}_{oi})_{ex}$ T/m <sup>2</sup>		
desplante	7.00	5.10	-	--	---	0	--	---	0	---	---	---	---	0
A	8.15	5.20	6.35	9.413	-3.063	2.137	4.706	1.644	6.844	2.353	3.997	2.324	3.876	9.197
B	11.65	6.00	6.00	7.902	-1.902	4.098	4.241	1.959	7.959	2.324	3.876	2.413	2.413	9.876
C	16.40	6.88	4.45	4.881	-0.431	6.449	3.138	1.062	7.942	1.685	1.615	1.787	1.615	9.293
D	20.65	7.70	3.23	3.486	-0.256	7.444	2.324	0.976	8.676	1.374	1.076	1.374	1.076	9.315
E	24.75	8.34	2.30	2.324	-0.024	8.316	1.714	0.736	9.076	1.133	0.017	1.133	0.017	9.416
F	28.25	9.02	1.20	1.627	-0.427	8.593	1.394	-0.244	8.776	0.886	-0.586	0.886	-0.586	9.037
G	32.75	9.74	0.35	1.278	-0.928	8.812	1.046	-0.746	8.994	0.886	-0.586	0.886	-0.586	9.154

TIPSIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

D-52

D-53

Tabla 5 Cálculo de  $S_{oz} = 0.3 q_u$

Prof. m	$q_u$ T/m <sup>2</sup>	$0.3 q_u$ T/m <sup>2</sup>
7.40	5.2	1.56
9.90	8.0	2.40
10.95	7.6	2.28
12.05	3.3	0.99
13.10	6.9	2.07
13.95	7.2	2.16
14.80	3.9	1.17
15.90	4.8	1.44
17.30	6.3	1.89
17.55	5.1	1.53
18.60	6.3	1.89
19.90	4.9	1.47
21.60	6.0	1.80
23.10	4.1	1.23
25.50	3.6	1.08
27.55	8.3	2.49
29.05	7.2	2.16
30.05	5.3	1.59
31.60	7.4	2.22
33.30	4.9	1.47
33.50	5.2	1.56
34.90	5.1	1.53

Tabla 6 Resumen de promedio de  $S_{oz} = 0.3q_u$

ESTRATO	Prof. m	$\Delta z$ m	$0.3 q_u$ T/m <sup>2</sup>
A	7.0	2.6	1.56
B	9.6	4.9	2.20
C	14.5	3.8	1.40
D	18.3	4.7	1.7
E	23.0	3.5	1.2
F	26.5	3.5	2.3
G	30.0	2.5	1.5
	32.5		

$$\sum_{7}^{32.5} 0.3q_u \Delta z_i = 44.146 \text{ T/m}$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 7 Cálculo del área tributaria efectiva (CENTRO)

$S_{oz} = \text{cte.}$

$r_o = 0.15 \text{ m}$

$a_p = 0.0707 \text{ m}^2$

$\lambda = \beta = 4 \text{ m}$

$a_o = 15.9293 \text{ m}^2$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

z m	z' m	$I_{z_o} + \Sigma I_{z_r}$	$a_{ez}$ m	$\bar{a}_{ez}$ corr m
8.0	1.0	3.754	1.024	1.024
10.0	3.0	13.587	2.784	2.784
12.0	5.0	24.267	4.418	4.418
15.0	8.0	41.789	6.645	6.645
18.0	11.0	60.633	8.707	8.707
21.0	14.0	80.338	10.680	10.680
24.0	17.0	100.596	12.605	12.605
27.0	20.0	121.214	14.502	14.502
29.4	22.4	137.884	16.009	15.929

Coordenadas	No. de pilotes
(0,0)	1
(0,1)	4
(0,2)	4
(1,1)	4
(1,2)	8
(2,2)	4

Tabla 8 Cálculo del área tributaria efectiva (ORILLA)

z m	z' m	$I_{z0} + \sum I_{zr}$	$\bar{a}_{ez}$ m <sup>2</sup>	$\bar{a}_{ez}$ corr m <sup>2</sup>
8.0	1.0	3.749	1.026	1.026
10.0	3.0	13.452	2.814	2.814
12.0	5.0	23.747	4.518	4.518
15.0	8.0	40.242	6.907	6.907
18.0	11.0	57.701	9.158	9.158
21.0	14.0	75.839	11.323	11.323
24.0	17.0	94.456	13.435	13.435
27.0	20.0	113.416	15.510	15.510
30.0	23.0	132.624	17.562	16.550
32.5	25.5	148.771	19.260	16.875

Coordenadas    No. de pilotes

- (0,0)            1
- (0,1)            3
- (0,2)            3
- (0,3)            1
- (0,4)            1
- (1,1)            2
- (1,2)            4
- (1,3)            2
- (1,4)            2
- (2,2)            2
- (2,3)            2
- (2,4)            2

D-56

TESIS CON  
 FALLA EN ORIGEN

Tabla 9 Cálculo del área tributaria efectiva (ESQUINA)

$z$ m	$z'$ m	$I_{z_0} + \Sigma I_{z_r}$	$\bar{a}_{ez}$ m <sup>2</sup>	$\bar{a}_{ez}$ corr m <sup>2</sup>
8.0	1.0	3.744	1.028	1.028
10.0	3.0	13.348	2.837	2.837
12.0	5.0	23.352	4.597	4.597
15.0	8.0	39.388	7.060	7.060
18.0	11.0	55.523	9.523	9.523
21.0	14.0	72.504	11.851	11.851
24.0	17.0	89.901	14.123	14.123
27.0	20.0	107.618	16.355	16.120
30.0	23.0	125.582	18.556	17.243
32.5	25.5	140.700	20.374	18.108

Coordenadas	No. de pilotes
(0,0)	1
(0,1)	2
(0,2)	2
(0,3)	2
(0,4)	2
(1,1)	1
(1,2)	2
(1,3)	2
(1,4)	2
(2,2)	1
(2,3)	2
(2,4)	2
(3,3)	1
(3,4)	2
(4,4)	1

*RCDL*

9-57

Tabla 10 Fricción positiva en el centro (1ª aproximación con  $q_u' = 2 \text{ T/m}^2$ )

Prof. m	z m	$\sigma_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	$\chi=2$ $I_o$	$\bar{\sigma}_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	$\Delta z_i$ m	$a_i$ m <sup>2</sup>	$\bar{A}_i$	$\bar{B}_i$	$\bar{C}_i$	$\sigma_i$ T/m <sup>2</sup>	PF <sub>i</sub> T	$S_{oz_i}$ T/m <sup>2</sup>
7.0	0.0	5.07	1	2.000	0	—	—	—	0	2.0	0	0
<del>8.0</del>	<del>1.0</del>	<del>5.15</del>	<del>0.976</del>	<del>2.154</del>	<del>1</del>	<del>1.024</del>	<del>1.190</del>	<del>0.190</del>	<del>1.162</del>	<del>2.563</del>	<del>0.418</del>	<del>0.846</del>
9.0	2.0	5.27	0.938	2.391	1	1.890	1.095	0.095	0.579	3.102	1.343	1.024
10.0	3.0	5.74	0.881	3.036	1	2.784	1.062	0.062	0.382	3.931	2.492	1.297
11.0	4.0	5.88	0.813	3.385	1	3.620	1.047	0.047	0.289	4.451	3.860	1.469
12.0	5.0	6.08	0.740	3.809	1	4.418	1.038	0.038	0.235	5.033	5.409	1.661
13.0	6.0	6.30	0.668	4.251	1	5.200	1.032	0.032	0.199	5.626	7.150	1.857
14.0	7.0	6.48	0.599	4.642	1	5.950	1.028	0.028	0.173	6.167	9.075	2.035
14.5	7.5	6.54	0.566	4.801	0.5	6.320	1.013	0.013	0.160	6.399	10.101	2.112

TESIS CON  
FALLA LE ORIGEN

Tabla 11 Fricción positiva en el centro ( 2ª aprox.  $q_u = 1.946 \text{ T/m}^2$  )

Prof. m	z m	$\sigma$ T/m <sup>2</sup>	$\chi=2$ $I_\sigma$	$\bar{\sigma}_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	$\Delta z_i$ m	$a_i$ m <sup>2</sup>	$\bar{A}_i$	$\bar{B}_i$	$\bar{C}_i$	$\sigma_i$ T/m <sup>2</sup>	$PF_i$ T	$s_{oz}$ T/m <sup>2</sup>
7.0	0	5.07	1	1.946	0	0	—	—	—	1.946	0	0
8.0	1.0	5.15	0.976	2.101	1	1.024	1.190	0.190	1.162	2.500	0.409	0.825
9.0	2.0	5.27	0.938	2.340	1	1.890	1.095	0.095	0.579	3.034	1.312	1.001
10.0	3.0	5.74	0.881	2.988	1	2.784	1.062	0.062	0.382	3.864	2.439	1.275
11.0	4.0	5.88	0.813	3.340	1	3.620	1.047	0.047	0.289	4.386	3.786	1.447
12.0	5.0	6.08	0.740	3.768	1	4.418	1.038	0.038	0.235	4.971	5.314	1.640
13.0	6.0	6.3	0.668	4.213	1	5.200	1.032	0.032	0.199	5.566	7.034	1.837
14.0	7.0	6.48	0.599	4.609	1	5.950	1.028	0.028	0.173	6.112	8.941	2.017
14.5	7.5	6.54	0.566	4.772	0.5	6.320	1.013	0.013	0.160	6.348	9.958	2.095

D-58

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla 12 Cálculo de  $\sigma_i$  y  $PF_i$  a largo plazo para el centro, de 14.5 a 32.5 m

Prof. m	z m	$\sigma_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	$I_\sigma$	$\bar{\sigma}_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	$\Delta z_i$ m	$S_{oz}$ $0.3 \frac{qu}{T}$ T/m <sup>2</sup>	$a_i$	$\sigma_i$	$PF_i$
14.5	7.5	6.54	0.566	4.770	---	---	---	6.348	9.958
16.5	9.5	6.79	4.452	5.377	2.0	1.4	7.71	7.045	12.860
18.3	11.3	7.14	0.371	5.982	1.8	1.4	8.92	7.717	15.473
20.5	13.5	7.68	0.294	6.763	2.2	1.7	10.32	8.638	19.351
23.0	16.0	8.13	0.229	7.414	2.5	1.7	11.93	9.405	23.757
24.5	17.5	8.30	0.199	7.677	1.5	1.2	12.90	9.663	25.623
26.4	19.5	8.62	0.167	8.097	2.0	1.2	14.19	10.078	28.111
28.0	21.0	8.95	0.148	8.488	1.5	2.3	15.14	10.581	31.688
30.0	23.0	9.32	0.127	8.924	2.0	2.3	15.93	11.213	36.457
32.5	25.5	9.70	0.106	9.370	2.5	1.5	15.93	11903	40.344

Tabla 13 Fricción Positiva en la orilla

Prof. m	z m	$\sigma_{oi}$ $T/m^2$	$I_o$	$\bar{\sigma}_{oi}$ $T/m^2$	$A_{zi}$ m	$\bar{a}_i$ $m^2$	$\bar{A}_i$	$\bar{B}_i$	$\bar{C}_i$	$\sigma_i$ $T/m^2$	PF <sub>i</sub>	S <sub>ozz</sub>
7	0	5.07	1	1.946	0	0	----	----	----	0	0	0
8	1	5.15	0.810	2.620	1	1.026	1.189	0.189	0.159	3.115	0.508	1.028
9	2	5.27	0.628	3.308	1	1.930	1.092	0.092	0.566	4.188	1.698	1.382
10	3	5.74	0.530	4.084	1	2.814	1.061	0.061	0.377	5.233	3.234	1.727
11	4	5.88	0.468	4.418	1	3.720	1.046	0.046	0.281	5.769	5.027	1.904
12	5	6.08	0.423	4.759	1	4.518	1.037	0.037	0.230	6.307	6.996	2.081
12.70	5.70	6.24	0.395	5.005	0.7	5.180	1.023	0.023	0.197	6.641	8.473	2.191

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

D-60

Tabla 14 Fricción positiva debida al alivio

z m	$\Delta z_i$ m	$\bar{a}_i$ m <sup>2</sup>	$\bar{A}_i$	$\bar{B}_i$	$\bar{C}_i$	$(\bar{\sigma}_{oi})_{ex}$ T/m <sup>2</sup>	$(\sigma_i)_{ex}$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	PF <sub>i</sub> Ton	S <sub>oz3</sub> T/m <sup>2</sup>
7	0	0	---	---	---	0	0	5.07	0	0
8	1	1.024	1.189	0.189	1.161	1.95	2.319	5.15	0.378	0.765
9	1	1.890	1.094	0.094	0.579	2.70	3.393	5.27	1.309	1.120
10	1	2.784	1.062	0.062	0.382	3.23	4.141	5.74	2.537	1.367
11	1	3.620	1.047	0.047	0.289	3.72	4.825	5.88	3.999	1.592
12	1	4.418	1.038	0.038	0.235	4.23	5.517	6.08	5.684	1.820
13	1	5.200	1.032	0.032	0.199	4.76	6.221	6.30	7.597	2.053
13.1	0.1	5.280	1.003	0.003	0.190	4.83	6.308	6.31	7.802	2.081

Tabla 15 Fricción negativa por alivio de esfuerzos

Prof. m	$\Delta z_i$ m	$s_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	$a_i$ m <sup>2</sup>	$\sigma_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	$(\sigma_i)_{ex}$ T/m <sup>2</sup>	MF <sub>i</sub> Ton	T <sub>i</sub> Ton
32.5	---	---	---	9.70	9.210	7.802	0
31.0	1.5	1.5	15.93	9.55	9.207	5.469	2.333
30.0	1.0	1.5	15.93	9.34	9.094	3.913	3.889
29.0	1.0	2.8	15.76	9.16	9.096	1.009	6.793
28.7	0.3	2.8	15.57	9.10	9.091	0.138	7.664
28.6	0.1	2.8	15.50	9.09	9.100	0.010	7.801

TECIS CON  
FALLA LE ORIGEN

D-62

Tabla 16. Cálculo de expansiones entre 7.0 y 32.5 m

ESTRATO		$z_a$	$\sigma_{oi}$	$\bar{\sigma}_{oi}$	$T_i$	$(\Delta\sigma_{exc})_a$	$\rho_e$	$\Delta z_i$	$M_{ei}$	$v_c$	$\delta_e$
de	a	m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg	kg/m <sup>2</sup>		cm	cm <sup>2</sup> /kg		
7.00	9.50	8.25	0.520	0.215	610	0.300	0.760	250	0.029	0.74	1.224
9.50	10.40	9.95	0.572	0.321	2500	0.232	0.636	90	0.030	0.74	0.295
10.40	12.50	11.45	0.597	0.400	4720	0.161	0.519	210	0.035	0.74	0.453
12.50	13.10	12.80	0.627	0.466	7250	0.105	0.409	60	0.031	0.74	0.058
28.60	29.55	29.08	0.917	0.862	6500	0.005	0.073	95	0.032	0.74	0.001
29.55	30.80	30.18	0.938	0.870	3620	0.040	0.207	125	0.048	0.74	0.037
30.80	32.50	31.65	0.958	0.879	2690	0.061	0.251	170	0.032	0.74	0.061

$\delta_{ea} = 2.129$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla 17 Cálculo de  $\alpha_e^N$

ESTRATO	$z'_a$ m	$I_\sigma$	$\lambda$ m	$\Delta\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{oi}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\rho_e$	$(M_{ei})_a$ cm <sup>2</sup> /kg	$d_i$ cm	$\alpha_e^N$ cm <sup>3</sup> /kg
G	1.50	0.998	0.2	-0.013	0.989	0.115	0.025	300	0.860
H	7.98	0.374	0	-0.012	1.238	0.098	0.024	615	1.453
I	13.43	0.198	0	-0.007	1.340	0.072	0.018	415	0.540
J	19.20	0.114	0	-0.004	1.493	0.052	0.015	740	0.575

~~$$\begin{bmatrix} \bar{s}_{j1} \end{bmatrix} = 10^{-3} \begin{bmatrix} 949.0 & 188.1 & 81.3 & 42.9 \\ 31.9 & 65.3 & 35.1 & 19.9 \\ 3.3 & 27.8 & 23.2 & 15.8 \\ 0.8 & 11.2 & 13.5 & 11.4 \\ 0.3 & 4.9 & 7.6 & 7.7 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 0.860 \\ 1.453 \\ 0.540 \\ 0.575 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.158 \\ 0.153 \\ 0.065 \\ 0.031 \\ 0.016 \end{bmatrix} \frac{\text{cm}^3}{\text{kg}}$$~~

Tabla 18 Asentamientos entre 7.0 y 8.5 m de profundidad

ESTRATO m		$\sigma_{oi} - (\sigma_i)_{ex}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{oi}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\rho_e$	$M_{eo}$ cm <sup>2</sup> /kg	$M_{rci}$ cm <sup>2</sup> /kg	$\sigma_i - (\sigma_i)_{ex}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta z_i$ cm	$\delta_{s_1}$ cm
de	a								
7.00	7.50	0.395	0.510	0.880	0.029	0.026	0.105	50	0.099
7.50	8.50	0.280	0.514	0.738	0.029	0.021	0.042	150	0.100

$\delta_{s_1} = 0.199 \text{ cm}$

Tabla 19 Expansi3n permanente entre 9.0 y 15.9 m de profundidad

ESTRATO m		$z_{oi}$ m	$(\sigma_i)_{ex}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	$\rho_e$	$\nu_c$	$M_{ei}$ cm <sup>2</sup> /kg	$\Delta z_i$ cm	$\delta_{s_2}$ cm
de	a									
9.0	13.1	11.05	0.490	0.441	0.049	0.316	0.74	0.033	410	3.164
13.1	15.9	14.50	0.654	0.631	0.023	0.188	0.74	0.032	280	1.247

$\delta_{s_2} = -4.411 \text{ cm}$

Tabla 20 Cálculo de coeficientes de compresibilidad volumétrica unitaria  $m_{vi}$

ESTRATOS	Prof.		$z_a$ m	$\sigma_{oi}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{oi}$ kg/cm <sup>2</sup>	$C_v \cdot \delta$ $C_{vp}$ cm <sup>2</sup> /seg	H cm	$T_v \cdot \delta$ $T_{vp}$	$T_{vc}$	$F_{oi}$	$T_{vc} - T_{oi}$	$m_{t.}$	$m_{ep}$	$\beta$	$\frac{T_{vc}}{\beta}$	A <sub>2</sub>	$m_{vi}$ cm <sup>2</sup> /kg
	m	a																
C	15.9	18.3	17.10	0.699	0.729	0.714	0.00226*	240	61.87*	1.240	0.767	61.10	0.0327	0.0408	0.801	1.550	0.85	0.2324
D	18.3	23.0	20.65	0.756	0.866	0.811	0.00296*	235	84.51*	1.690	1.100	83.41	0.0137	0.0149	0.919	1.838	0.87	0.0976
E	23.0	26.5	24.75	0.830	0.970	0.900	0.00255*	350	32.32*	0.660	0.370	31.95	0.0158	0.0204	0.775	0.852	0.79	0.1034
F	26.5	30.0	28.25	0.918	1.068	0.993	0.000245	175	12.61	0.250	-	-	0.0360	0.0272	1.324	0.189	0.62	0.1639
G	30.0	32.5	31.25	0.955	1.158	1.057	0.000052	125	5.25	0.105	-	-	0.0191	0.0262	0.729	0.144	0.60	0.0935
G	32.5	35.5	34.00	0.989	1.209	1.099	0.000055	150	3.85	0.077	-	-	0.0206	0.0264	0.780	0.099	0.57	0.0914
H	37.4	43.6	40.48	1.238	1.320	1.279	0.000044	308	0.73	0.015	-	-	0.0163	0.0159	1.025	0.015	0.50	0.0396
I	43.9	48.0	45.93	1.340	1.384	1.367	0.000166	208	6.08	0.121	-	-	0.0160	0.0089	1.798	0.067	0.54	0.0537
J	48.0	55.4	51.70	1.493	1.518	1.506	0.000174	370	2.00	0.040	-	-	0.0172	0.0080	2.150	0.019	0.51	0.0365

NOTA:  $F(T_v - T_{oi}) = 1$  en todos los casos

266

D67

Tabla 21 Asentamientos por compresión  $\delta_{s3}$  y  $\delta_{s5}$

ESTRATOS m		$\Delta z_i$ m	$\sigma_i - \sigma_{oi}$ kg/cm <sup>2</sup>	$m_{vi}$ cm <sup>2</sup> /kg	$\delta_s$ cm
de	a				
15.9	18.3	240	0.030	0.2324	1.67
18.3	23.0	470	0.110	0.0976	5.05
23.0	26.5	350	0.140	0.1034	5.07
26.5	30.0	350	0.150	0.1639	8.60
30.0	32.5	250	0.203	0.0935	4.75
				$\delta_{s3} = 25.14$	
32.5	35.5	300	0.220	0.0914	6.03
37.4	43.6	615	0.082	0.396	2.00
43.9	48.0	415	0.044	0.0537	0.98
48.0	55.4	740	0.025	0.0365	0.68
				$\delta_{s5} = 9.69$	

Tabla 22 Asentamientos por recompresión  $\delta_{s4}$  entre 28.6 y 32.5 m

ESTRATOS m		$z_a$ m	$\sigma_{oi}$ kg/cm <sup>2</sup>	$(\sigma_i)_{ex}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_r$ kg/cm <sup>2</sup>	$\rho_e$	$\rho_c$	$m_{vi}$ cm <sup>2</sup> /kg	$z_i$ cm	$\delta_{s4}$
de	a									
28.6	30.0	29.30	0.920	0.910	0.010	0.104	0.053	0.1639	140	1.209
30.0	32.5	31.25	0.955	0.920	0.035	0.191	0.099	0.0935	250	2.319
										$\delta_{s4} = 3.528$

D-68

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla 23 Cálculo de presiones en la atagüa

Prof. m	$P_{oi}$ Ton/m <sup>2</sup>	$P_{oi}$ Ton/m <sup>2</sup>	$U_h$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma_{oi}$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma_h$ T/m <sup>2</sup>	$P_n = \sigma_n + U_h$ Ton/m <sup>2</sup>
0	0	1.5	0	1.5	0.61	0.61
1	1.75	3.25	0	3.25	1.32	1.32-1.81
2	3.52	5.02	0.35	4.67	1.90	2.25
3	5.43	6.93	1.35	5.58	2.26	3.61
4	6.79	8.29	2.35	5.94	2.41-0.74	4.76-3.09
5	8.08	9.58	3.35	6.23	1.03	4.38
6	9.22	10.72	4.35	6.37	1.17	5.52
7	10.42	11.92	5.35	6.57	1.37	6.72
8	11.55	13.05	6.35	6.70	1.50	7.85
9	12.74	14.24	7.35	6.89	1.69	9.04
10	14.21	15.71	8.35	7.36	0.36	8.71
11	15.41	16.91	9.35	7.56	0.56	9.91

Tabla 24 Empuje total  $E_A$

Nivel m	Operación	$\Delta E_A$ Ton/m	brazo $Z_b$ m	$M_o$ Ton×m/m.
0	-1.75	0.61×1.75/2	0.53	0.31
		4.24×1.75/2	3.71	4.30
1.75-3.55	4.24×1.8	7.63	2.65	20.22
3.55-4.00	4.24×0.45/2	0.95	3.70	3.53
	4.76×0.45/2	1.07	3.85	4.12
4.00-4.95	4.24×0.95	4.03	4.48	18.03
4.95-9.50	4.24×4.55/2	9.65	6.47	62.38
	9.62×4.55/2	21.89	7.98	174.72
9.50-11.00	8.14×1.50/2	6.11	10.00	61.10
	9.91×1.50/2	7.43	10.50	78.04
$\Sigma$		63.00		426.75

D-69

Tabla 25 Valores de  $f_s$ , según Tomlinson

Profundidad m		$q_u / 2$ T/m <sup>2</sup>	$f_s$ T/m <sup>2</sup>	$\Delta z$ m	$f_s \Delta z$ m
de	a				
4.0	9.5	2.6	2.3	5.5	12.65
9.5	14.5	3.5	3.0	5.0	15.00
14.5	18.3	2.3	2.0	3.8	7.60
18.3	23.0	2.8	2.4	4.7	11.28
23.0	26.6	2.0	1.75	3.6	6.30
26.6	30.0	3.8	3.3	3.4	11.22
30.0	32.5	2.5	2.2	2.5	5.50

$\Sigma = 69.55$

TABLA 26 ASENTAMIENTOS TERZAGHI - PECK.

ESTRATO	$z_a'$ m	$A_e$ m <sup>2</sup>	$\bar{\Delta p}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{oi}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ kg/cm <sup>2</sup>	$e_o$	$e$	$\Delta e$	$m_{vi}$ cm <sup>2</sup> /kg	$\Delta z_i$ cm	$\delta_s$ cm	
E	1.75	315	0.294	0.830	1.124	9.40	9.16	0.24	0.0785	350	8.08	
F	5.25	451.6	0.205	0.918	1.123	8.32	8.19	0.13	0.068	350	4.88	
G	9.75	663.06	0.140	0.972	1.112	13.02	12.99	0.03	0.0153	550	1.18	
H	17.2	1102.24	0.084	1.238	1.322	10.72	10.70	0.02	0.0203	560	0.26	
I	22.9	1513.21	0.061	1.340	1.401	7.06	7.00	0.06	0.1220	470	3.50	
J*	28.75	2002.6	0.046	1.493	1.539	-	-	-	0.100	740	3.40	
											$\Sigma$	22.00

NOTA\* Para este estrato no se dispone de la curva de compresibilidad, y  $m_y$  se ha tomado como  $m_{ep}$  de la figura 11, a  $\sigma_a = (1.539 + 1.493) / 2 = 1.516$   $m_y = 0.008$ , el cual es muy pequeño comparado con los valores de los estratos superiores. Se tomara  $m_y = 0.1$

D-70

D-71

Tabla 27 Carga última según la ref. 7

$z$ m	$z_a$ m	$\sigma_{oi}$ Ton/m <sup>2</sup>	$\bar{\tau}_s$ Ton/m <sup>2</sup>	$\Delta z_i$ m	$\bar{\tau}_s \Delta z_i$ Ton/m
4	4.5	4.45	1.42	1.00	1.42
5	6	4.71	1.51	2.00	3.01
7	8	5.16	1.65	2.00	3.30
9	10	5.72	1.83	2.00	3.66
11	12	6.08	1.95	2.00	4.00
13	14	6.48	2.07	2.00	4.15
15	16	6.85	2.19	2.00	4.38
17	18	7.08	2.27	2.00	4.53
19	20	7.53	2.41	2.00	4.82
21	22	7.90	2.53	2.00	5.06
23	24	8.20	2.62	2.00	5.25
25	26	8.49	2.72	2.00	5.43
27	28	8.98	2.87	2.00	5.75
29	30	9.31	2.98	2.00	5.96
31	31.75	9.59	3.07	1.50	4.6
32.5				$\Sigma$	65.32

D-72

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

CORRECCIONES AL  
TRABAJO FINAL QUE PARA OPTAR POR EL GRADO  
DE MAESTRO EN INGENIERIA

(MECANICA DE SUELOS)

PRESENTA

LUIS GARZA VAZQUEZ

RESUMEN DE CORRECCIONES

1.-En el trabajo entregado inicialmente, para la cimentación analizada por el método de Zeevaert los asentamientos fueron calculados con la distribución de esfuerzos en el fuste y no la promedio, además de que en la expresión A.4.8 para el cálculo de  $m_{vi}$  se utilizó logaritmo neperiano en lugar de base 10. El hundimiento con estas correcciones resulta de 16 cm en lugar de los 36cm calculados inicialmente. Cabe aclarar que a estos hundimientos ya no se sumaron las expansiones por ser estas permanentes en casi su totalidad.

2.-Para el cálculo del factor de seguridad en el mismo caso anterior se utilizó como perímetro del grupo 18m en lugar de los 16 que debe tener, con esto, FS = 2.67 en lugar de 2.44.

3.-Se analizó por el criterio de Zeevaert la cimentación subcompensada a 4m de profundidad con 36 pilotes de 30cm de diámetro que había sido analizada por Terzagui-Peck y Burland, a efecto de establecer una mejor comparación. La carga última del pilote resultó de 47 ton, el factor de seguridad 2.40 y los asentamientos excesivos por resultar los esfuerzos mayores que la carga crítica. Bajo este criterio, dicha alternativa de cimentación es rechazada. Los esfuerzos se muestran en la figura 43 corregida para los tres criterios de cálculo de asentamientos para la alternativa 2 (Terzagui-Peck, Juárez Badillo y

Zeevaert).

4.-Se redactó un anexo adicional en el cuál se hace un breve resumen de los pocedimientos utilizados, así como también un resumen de las conclusiones y críticas que se consideran más importantes. Aún así y por no repetir lo dicho en las críticas y conclusiones de los capítulos II a V, varias de ellas no fueron incluídas en dicho resumen.

5.-Se inició sin concluir el cálculo de la cimentación totalmente compensada con 16 pilotes de 45cm de diámetro, pues se considera que dará asentamientos tolerables además de ser más conveniente desde el punto de vista estructural y económico.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

ANEXO E

RESUMEN DE PROCEDIMIENTOS Y CONCLUSIONES PARA LOS METODOS PROPUESTOS

En lo que sigue, se realiza un resumen de los criterios e hipótesis de los 3 autores con los que se ha analizado en este trabajo la cimentación con pilotes de fricción, así como un resumen de las conclusiones y comentarios más importantes.

E.1 PROCEDIMIENTO DE ZEEVAERT

E.1.1 Capacidad de carga última del pilote.

La ley de resistencia en el fuste esta gobernada por el menor de los siguientes criterios:

- a) La resistencia por fricción a lo largo del fuste

sdz = Kφσz E.1

donde Kφ = (1 - sen²φr) / (1 + sen²φr) (tanφr) es el coeficiente de fricción, y σz es el esfuerzo vertical efectivo al nivel considerado, el cual incluye además del esfuerzo efectivo inicial en el suelo, el incremento de esfuerzos debido a la transmisión de las cargas del pilote al suelo cerca del fuste por fricción.

Esta potencial superficie de falla se localiza en la costra de suelo consolidado pegada al fuste, a una distancia de 5% del radio del pilote de la pared del mismo. Por esta razón, dicha costra se considera como parte del pilote y para los cálculos el radio del pilote r0 = 1.05r0, siendo r0 el radio real del

pilote.

$\phi_r$  representa el ángulo de ganancia de resistencia debido a la consolidación bajo los esfuerzos horizontales, partiendo del estado remoldeado. Este parámetro puede ser determinado mediante pruebas consolidadas- drenadas en especímenes previamente remoldeados, o obteniendo la resistencia residual en la misma prueba para especímenes inalterados. Lo anterior implica, además, que la resistencia en el fuste depende del tiempo por tratarse de un proceso de consolidación. Las consideraciones anteriores se cumplen siempre y cuando exista un desplazamiento relativo continuo entre pilote y suelo, como es el caso de suelos donde existe hundimiento regional, donde hay una penetración continua de los pilotes. El valor usual de  $\phi_r$  varía entre  $25^\circ$  y  $30^\circ$  en suelos cohesivos, y para este rango  $K_\phi$  varía de 0.32 a 0.34, variación poco apreciable, para pilotes que no tienen ningún tratamiento especial, tal como recubrimientos bituminosos, etc. Entonces se puede tomar un valor promedio de  $K_\phi = 0.33$  en suelos cohesivos sin incurrir en mucho error si no ha sido determinado  $\phi_r$  en el laboratorio. En arcilla del Valle de México se ha medido  $\phi_r = 26^\circ$ , para el cual  $K_\phi = 0.33$ .

b) La otra potencial superficie de falla se localiza a 10% del radio del pilote, y ha sido determinada en base a pruebas de resistencia ( $q_u$ ) en pilotes mucho tiempo después de hincados. En dichas pruebas se observó que la variación de la resistencia con la distancia al pilote presenta un mínimo a la distancia mencionada, cuyo valor en arcilla del Valle de México resultó

$$s_{oz} = 0.3 q_u = 0.6c \quad E.2$$

donde  $q_u = 2c$  representa el valor de la resistencia inalterada, es decir, previa al hincado.

Entonces para el cálculo de la resistencia a lo largo del fuste se tomará la que resulte menor de las ecuaciones E.1 y E.2, pudiéndose dar el caso, como en el ejemplo mostrado, de que una parte del pilote (hasta 14.5m de profundidad en el ejemplo) se trabaje con la primera ley y otra parte con la segunda, teniendo en cuenta la diferencia de radios en cada ley.

El esfuerzo inducido en la masa de suelo debido a la transferencia de carga del pilote al suelo dependerá de lo que el suelo sea capaz de tomar, es decir, de la fricción entre suelo y pilote. A su vez, la fricción depende del esfuerzo inducido. El concepto de área tributaria, íntimamente ligado a los dos anteriores también interviene como se mencionará mas adelante. Lo anterior obliga a que la capacidad de carga última no sea una función simple y se presenta entonces un algoritmo de integración numérica que permite ir evaluando la

fricción positiva paso a paso. Para ello se deben hacer consideraciones en relación a los esfuerzos inducidos por el pilote a la masa del suelo.

### E.1.2 Esfuerzos.

La capacidad de carga última por fricción es

$$(NF)_d = Q_{fu} = \bar{w} \int_0^d s_{oz} dz$$

donde  $\bar{w}$  es el perímetro de la potencial superficie de falla

$$\bar{w} = 1.05 r_o \times 2\pi \text{ ó } 1.1 r_o \times 2\pi$$

dependiendo de cuál de las dos leyes de resistencia, E.1 o E.2 sea menor.  $d$  es la longitud del pilote y  $s_{oz}$  la resistencia, ecuaciones E.1 o E.2.

Cuando la resistencia está gobernada por la ley E.1, esta depende de los esfuerzos actuantes, es decir, el inicial más el inducido, verticales. Los esfuerzos inducidos no son uniformes. En el

sentido horizontal serán máximos en la vecindad del pilote y serán estos los que rigen la resistencia, por lo cual deben ser determinados. Por otro lado, para efectos de cálculo de hundimientos, debe conocerse también el esfuerzo promedio a que esta sometida la masa de suelo que circunda los pilotes. Lo anterior se demuestra esquemáticamente en la figura E.1.b, siendo  $\Delta\sigma_o$  el esfuerzo inducido máximo en la vecindad del pilote y  $\Delta\sigma_a$  el esfuerzo promedio.

Siendo  $\bar{a}_o$  el área tributaria nominal del pilote,  $\bar{a}_o = \lambda\beta$  y  $(PF)_i$  la

carga por fricción positiva en el pilote desde la cabeza hasta el nivel  $i$ , es decir

$$(PF)_i = \bar{w} \int_0^i s_{oz} dz, \quad E.3$$

Por equilibrio

$$\Delta\sigma_a = (PF)_i / \bar{a}_o = \Delta\sigma_o / \alpha_o \quad \alpha_o \geq 1 \quad E.4$$

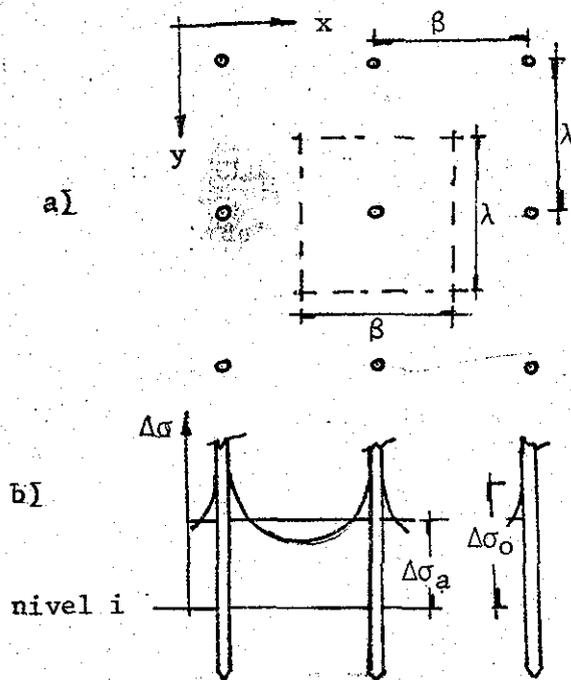


Fig. E.1

donde  $\alpha_0$  es un factor de corrección mayor o igual que 1, el cuál dependerá de la distribución de esfuerzos debido a la carga que el pilote transmite por fricción y la influencia de los otros pilotes sobre dicho esfuerzo.

La distribución de esfuerzos en la masa del suelo depende de la carga en los pilotes, que tampoco es uniforme, sino que depende de la resistencia disponible, y que a su vez depende de los esfuerzos. En esta propuesta se hace la hipótesis de que la variación de la resistencia es lineal con la profundidad,  $s_{0z}=kz$ , e integrando la distribución de esfuerzos de Westergard basada en la teoría de la elasticidad para materiales restringidos a deformarse lateralmente ( $v=0$ ) se encuentra

$$\Delta\sigma_0 = r_0 k \bar{I}_{zk} \quad E.6$$

donde  $\bar{I}_{zk}$  es el valor de influencia que depende de la profundidad, distribución, distancia entre pilotes y la posición del pilote considerado dentro del grupo, e incluye la influencia de todos los pilotes sobre el pilote 0, así como la del mismo pilote 0.

Por otro lado, substituyendo  $s_{0z}=kz$  en E.3 e integrando

$$(PF)_i = 2\pi\bar{r}_0 \int_0^z kz \, dz = \frac{2\pi\bar{r}_0 k z^2}{2} = \pi\bar{r}_0 k z^2 \quad E.7$$

y substituyendo E.7 y E.6 en E.4

$$\frac{\pi\bar{r}_0 k z^2}{\bar{a}_0} = \frac{r_0 k \bar{I}_{zk}}{\alpha_0}$$

de donde

$$\alpha_0 = \frac{\bar{a}_0}{\frac{\pi z^2}{\bar{I}_{zk}}} = \frac{\bar{a}_0}{\bar{a}_{ez}} \geq 1 \quad E.8$$

donde  $\bar{a}_{ez} = \pi z^2 / \bar{I}_{zk}$  es llamada el área tributaria equivalente.

Substituyendo E.8 en E.4

$$(PF)_i = \Delta\sigma_{0i} \bar{a}_{ez} = \Delta\sigma_a \bar{a}_0 \quad E.10$$

Es importante hacer notar aquí que el concepto de área tributaria equivalente no tiene significado físico real, sino más bien es una argucia matemática para tomar en cuenta la distribución de esfuerzos entre los pilotes, y que permite calcular el esfuerzo vertical en el fuste. Tiene la ventaja adicional de que, a pesar de la hipótesis hecha de  $s_{0z} = kz$ , no depende de  $k$ . También puesto que el valor del esfuerzo en el fuste no puede ser mayor que el promedio ( $\alpha_0 \geq 1$ ), el valor máximo de  $\bar{a}_{ez}$  es precisamente  $\bar{a}_0$ .

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Análogamente, se puede también determinar el esfuerzo en el fuste del pilote con la hipótesis de que la resistencia a lo largo del fuste es constante, para cuando el cálculo esta gobernado por la ley de resistencia E.2.

El esfuerzo total vertical en el fuste es entonces

$$\sigma_i = \sigma_{oi} + \Delta\sigma_{oi} \quad E.11$$

donde  $\sigma_{oi}$  es el esfuerzo inicial, en el cuál se pueden incluir los efectos de sobrecarga o excavación, y es conocido. Si se conoce el valor de la carga del pilote por fricción en el nivel  $i=1$  y el valor del esfuerzo,  $(PF)_1$  y  $\sigma_1$ , para un incremento en la profundidad  $\Delta z$  se tendrán  $(PF)_2$  y  $\sigma_2$  y

$$\sigma_2 = \sigma_{o2} + \Delta\sigma_2 \quad E.12$$

y de E.10

$$(PF)_2 = \Delta\sigma_2 \bar{a}_2 \quad E.13$$

además

$$\Delta(PF) = (PF)_2 - (PF)_1 = \bar{w} s_{oz} \Delta z \quad E.14$$

y el valor promedio del esfuerzo es

$$s_{oz} = K_\phi \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = K_\phi \frac{\sigma_1 + \sigma_{o2} + \Delta\sigma_2}{2} \quad E.15$$

substituyendo E.13 y E.15 en E.14

$$\Delta\sigma_2 \bar{a}_2 - (PF)_1 = \bar{w} K_\phi \frac{\sigma_1 + \sigma_{o2} + \Delta\sigma_2}{2} \Delta z \quad E.16$$

donde todos los términos son conocidos excepto  $\Delta\sigma_2$ , el cuál puede despejarse para conocer  $(PF)_2$  (ec.E.13) y  $\sigma_2$  (ec.E.12), y con estos valores conocidos encontrar los correspondientes al siguiente incremento de profundidad, y así sucesivamente hasta la profundidad  $d$ . El algoritmo final para realizar esta integración por pasos es el que se presenta en el anexo A, a partir de la referencia 1, en donde a partir de los valores conocidos para  $z=0$ ,  $(PF)_0=0$  y  $\sigma_0=q_a$  en el ejemplo, se procede integrando numéricamente por incrementos hasta la punta del pilote, donde el valor  $(PF)_d$  corresponde a la capacidad última por fricción del pilote, y se han encontrado además los esfuerzos en el fuste, a partir de los cuales se puede encontrar el esfuerzo promedio en la masa del suelo mediante la expresión E.4, para el cálculo de hundimientos.

De forma similar se procede para el cálculo de esfuerzos y carga por fricción cuando la ley de variación de la resistencia es la dada en E.2.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

### E.1.3 Carga sobre pilotes y suelo.

La carga que toman los pilotes y la que toma el suelo al nivel de losa de cimentación deben ser definidas. En este procedimiento la hipótesis fundamental en este sentido es que los pilotes trabajan a su capacidad última, de tal forma que se aproveche toda la resistencia disponible. Esto implica que la presión de contacto en la losa depende de la carga última de los pilotes, su distribución y su número. Por así decirlo, aquí se considera que la carga es primero tomada por los pilotes trabajando a toda su capacidad, y el remanente por el suelo. Para que se cumpla lo anterior deben satisfacerse varias condiciones, principalmente que la carga transmitida a los pilotes no sea mayor que el peso efectivo de la estructura (peso total de la estructura menos la subpresión). De hecho, se recomienda que la carga transmitida al suelo no sea nula, con objeto de tener un factor de seguridad y que la estructura sea estable en condiciones sísmicas, por un lado, y que puedan absorberse los posibles cambios de carga en los pilotes debidos a hundimiento regional. De esta forma se garantiza además que los pilotes estén trabajando siempre a fricción positiva en toda su longitud, lo cual implica penetración continua de los mismos, y por lo tanto, se evita la posibilidad de emergimiento. De otra forma, diseñando los pilotes a menos de su capacidad última, si hay consolidación regional se generará fricción negativa en la parte inferior del pilote y la estructura emergerá.

La recomendación que se hace en la referencia 1 es que la carga que se aplique al suelo sea como mínimo la cuarta parte de la carga que tomen los pilotes, y como máximo igual a dicha carga, para cimentaciones compensadas totalmente. Además el valor de la carga última del pilote depende del valor de la carga aplicada al suelo, pues las condiciones de frontera para la integración por pasos son tomadas por conocidas. La fricción positiva en la cabeza de los pilotes es nula, pero el esfuerzo a este nivel es el que se está aplicando al suelo. Lo anterior obliga a que la determinación de las cargas en pilote y suelo sea realizada mediante iteraciones que resultan convergentes rápidamente, hasta conseguir el equilibrio, es decir, que las cargas en los pilotes, el suelo y la subpresión sean iguales al peso del edificio.

### E.1.4 Expansiones y hundimientos

Las expansiones que se presentan durante la excavación dependen del alivio de esfuerzos efectivos en la masa de suelo. El abatimiento de los niveles piezométricos debido al bombeo disminuye dicho alivio y debe ser tomado

en cuenta. En el ejemplo se ha hecho la hipótesis de flujo vertical en suelo estratificado para encontrar los valores del abatimiento a diferentes profundidades. La presencia de los pilotes hincados antes de excavar también restringen las expansiones. Haciendo cálculos de la fricción generada en ellos durante la excavación con criterios similares al expuesto, pueden obtenerse los esfuerzos en esas condiciones, y el valor de la tensión en los pilotes por estar trabajando a fricción positiva en la parte superior y negativa en la inferior es también calculado. Las expansiones son calculadas mediante

$$\delta_{ei} = M_{ei} \Delta \sigma_i d \quad E.17$$

donde el módulo de expansión  $M_{ei}$  es obtenido en ciclos de carga y descarga en pruebas de compresión simple.

La recompresión y compresión debido a la suspensión del bombeo y aplicación de la carga del edificio se calcula a partir de las distribuciones de esfuerzos obtenidas en el cálculo de los pilotes, utilizando los módulos de compresibilidad volumétrica propuestos por Zeevaert, es decir, tomando en cuenta el efecto elastoplástico y viscoplastico (consolidación primaria y secundaria).

Una revisión importante consiste en que los esfuerzos inducidos deben ser menores que la carga crítica (similar a la llamada carga de preconsolidación) en todos los casos.

#### E.1.5 Factor de seguridad.

Este es determinado considerando al grupo como una gran pila, para la cual se determina la resistencia en la base considerando una superficie de falla circular con centro en la orilla de la punta del grupo de pilotes, así

$$Q_{gb} = 3.64 \alpha_1 L \sum_{i=1}^n s_i \Delta \sigma_i \quad E.18$$

donde  $\alpha_1=1.2$  es el factor de incremento por el efecto tridimensional. Como hipótesis conservadora se ha considerado también el efecto de la fricción negativa actuando a todo lo largo de la pila,  $(NF)_g$ , considerando  $f_s=1/2 q_u$ . Al peso total del edificio se ha descontado la subpresión resultando el peso efectivo  $W_e$ . El factor de seguridad en estas condiciones es

$$FS = \frac{Q_{gb}}{W_e + (NF)_g} \quad E.19$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## E.2 PROCEDIMIENTO DE TERZAGUI-PECK

## E.2.1 Capacidad de carga última del pilote.

Se calcula a partir de

$$Q_{fu} = 2\pi r_0 \int_0^d s \, dz \quad E.20$$

donde la resistencia en el fuste  $s$  se sugiere se obtenga a partir de los valores sugeridos por Tomlinson (ref.5), donde  $s=f_s$  ha sido obtenido empíricamente.

Para suelos estratificados la ecuación E.20 queda

$$\int_0^d s \, dz = \sum_0^d f_{si} \Delta z_i \quad E.21$$

Para el ejemplo analizado  $f_s=0.44q_u=0.88c$  ( $\alpha=0.44$ ).

## E.2.2 Carga de trabajo en pilotes.

Esta se obtiene dividiendo entre el factor de seguridad propuesto

$$Q_a = Q_{fu}/FS \quad E.22$$

## E.2.3 Cargas en pilote y suelo.

Para determinar el número de pilotes se considera que la carga con que trabajan es la remanente de la carga del edificio, la subpresión y la compensación en términos de esfuerzos efectivos, por la excavación, es decir

$$nQ_a = W_T - u_d A - \sigma_{od} A = W_T - p_{od} A \quad E.23$$

donde  $\sigma_{od}$  es el esfuerzo efectivo inicial al nivel de desplante del cajón y  $p_{od}$  el esfuerzo total inicial al mismo nivel, y  $A$  el área de la cimentación. En otras palabras, aquí la carga es tomada primeramente por el suelo y el remanente transmitido a los pilotes. Se hace notar que de acuerdo con este criterio, en una cimentación totalmente compensada no tendría sentido colocar pilotes de fricción, pues estos no recibirían carga alguna.

De acuerdo con la referencia 8 se debe también hacer la revisión propuesta por Casagrande

$$2\pi r_0 < BL = \text{perímetro del grupo} \quad E.24$$

para no hincar pilotes de más. Para que los pilotes no trabajen como grupo, según Meyerhof, la separación entre centros de pilotes tiene que ser mayor que 7 diámetros.

## E.2.4 Asentamientos.

Puesto que los esfuerzos en la masa de suelo debidos al sistema pilote-estructura-suelo no se conocen, se propone un procedimiento semiempírico, el cuál consiste en considerar que la carga del edificio, descontando la com-

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

pensación, se aplica al nivel del tercio inferior de los pilotes, considerándose como estrato compresible de dicho nivel hacia abajo, con una disipación lineal de la carga a 30° de la vertical.

En la referencia 8, el Dr. Juárez Badillo propone que el cálculo de esfuerzos se haga de la misma manera que el caso anterior, pero considerando sólo la compresibilidad de los estratos por debajo de la punta de los pilotes, pues se considera que el procedimiento de Terzagui proporciona valores de hundimiento altos en relación con los reales.

El cálculo de los hundimientos se hace utilizando la teoría de consolidación de terzagui mediante

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad \text{E.25}$$

obteniéndose los valores de la relación de vacíos de las curvas de compresibilidad.

#### E.2.5 Factor de seguridad.

Para el grupo de pilotes considerado una gran pila, la capacidad de carga en la base es

$$Q_{gb} = 1.2 c N_c B_l. \quad \text{E.26}$$

También aquí se hizo la hipótesis muy conservadora de que actúa la fricción negativa en el área lateral del grupo, la carga actuante en la base es la total menos la compensación  $Q_a$ . El factor de seguridad es entonces

$$FS = \frac{Q_g}{Q_a + NF} \quad \text{E.27}$$

Cabe aclarar que en este criterio  $Q_{gb}$  resulta menor que con el criterio de Zeevaert, y por lo tanto el FS menor.

#### E.3 PROCEDIMIENTO DE BURLAND

El procedimiento de este autor (ref.7), únicamente contempla la determinación de la carga última del pilote, relacionándola con la presión efectiva inicial.

La resistencia en el fuste es

$$s_i = K \tan \phi_d \sigma_{oi} = \beta \sigma_{oi} \quad \text{E.28}$$

$$\text{donde } \beta = K \tan \phi_d$$

y K es el coeficiente de presión de tierras y  $\phi_d$  es el ángulo de fricción en condiciones drenadas en especímenes remoldeados. Se hace notar que es equivalente al  $\phi_r$  de Zeevaert.  $\sigma_{oi}$  es el esfuerzo vertical efectivo inicial.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Para encontrar el valor mínimo de  $\beta$  Burland supone el empuje de reposo de Jacky

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi_d \quad \text{E.29}$$

y entonces

$$\beta = (1 - \text{sen}\phi_d) \tan\phi_d \quad \text{E.30}$$

Para los valores usuales de  $\phi_d$ , entre  $20^\circ$  y  $30^\circ$ ,  $\beta$  varía de 0.24 a 0.29.

Utilizando por otro lado los resultados de pruebas de carga en pilotes de fricción de otros autores, obtiene empíricamente que un valor adecuado de  $\beta$  para efectos de diseño es 0.32.

Debe hacerse notar que  $\beta$  es equivalente a  $K_0$  de Zeevaert, para el cuál se propuso un valor promedio de 0.33, con la diferencia de que en lo propuesto por Burland no se considera el incremento de esfuerzos por la carga que el pilote transmite al suelo, lo cuál necesariamente proporciona valores de  $\beta$  menores que los de Zeevaert.

Cabe aclarar que las pruebas reportadas han sido hechas en pilotes de hasta 12 m de profundidad y en arcillas de baja plasticidad, comparadas con la del Valle de México.

#### E.4 CONCLUSIONES

##### E.3.1 Carga última en pilotes.

Para pilotes de 30 cm de diámetro y 28.5 m de longitud, las cargas últimas para cada método son como sigue:

Zeevaert	47 ton
Tomlinson	66 ton
Burland	62 ton.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Para el caso de Zeevaert la ley de resistencia  $s_{oz} = 0.33(\sigma_0 + \Delta\sigma)$  rige el cálculo en los 9 primeros metros del pilote; para el resto  $s_{oz} = 0.3 q_u$ .

Con Tomlinson, aproximadamente  $\alpha = 0.44$ , es decir,  $s_i = 0.44 q_u$ . y para el caso de Burland,  $s_i = 0.32 \sigma_{oi}$ .

##### E.4.2 Factor de seguridad.

Para la alternativa 1 analizada en el capítulo II de cimentación totalmente compensada con 25 pilotes de 30 cm de diámetro, por el procedimiento del Dr. Zeevaert, el factor de seguridad fue 2.67.

En la alternativa 2 de cimentación subcompensada a 4 m de profundidad y 36 pilotes de 30 cm de diámetro analizada por los procedimientos de Zeevaert y Terzagui-Peck, el factor de seguridad fue 2.4 y 1.5 respectivamente.

### E.4.3 Asentamientos

Para la alternativa 1 los hundimientos con el procedimiento de Zeevaert fueron estimados en 16 cm,

En la alternativa 2, el método de Zeevaert dió presiones sobre el suelo mayores que la carga crítica, con lo cual, bajo los lineamientos de este procedimiento, dicha alternativa de cimentación es rechazada por resultar los asentamientos excesivos ya que se estaría sobre el llamado tramo virgen en la curva de compresibilidad.

Para la misma alternativa 2, Terzagui-Peck proporcionan hundimientos de 22 cm, los cuáles podrían ser tolerables.

Utilizando la recomendación propuesta por Juárez Badillo en la referencia 8, el hundimiento obtenido es de 8 cm para la misma alternativa 2, la cuál sería aceptada por este criterio.

### E.5 COMENTARIOS Y CRITICA.

Las diferencias en los procedimientos analizados se pueden referir principalmente a las hipótesis tomadas en relación a a) la carga de trabajo en los pilotes y b) los esfuerzos en la masa del suelo.

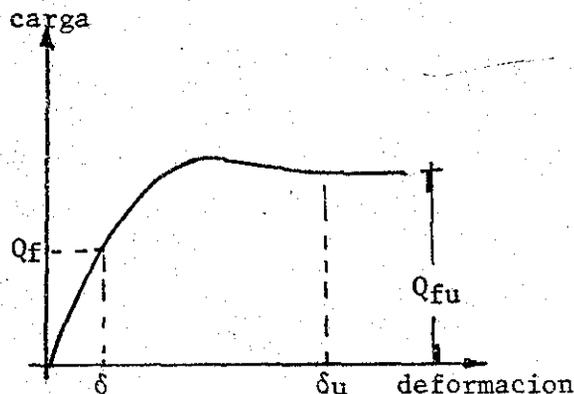


FIG.E.2 Curva típica de carga-deformación en pruebas de carga de pilotes de fricción.

El problema de definir la carga a que trabajan los pilotes es de compatibilidad de deformaciones. La carga a que el pilote está sujeto depende del desplazamiento relativo entre pilote y suelo, y la carga sobre el suelo depende del equilibrio, es decir, el peso efectivo del edificio menos la carga que tomen los pilotes. A su vez, de dicha carga dependerán las deformaciones. Lo anterior implica un procedimiento iterativo para el que se debe disponer de bien hechas pruebas de carga en los pilotes. Para una carga arbitraria  $Q_f$  (fig. E.2), se calcularía la carga sobre el suelo como

$$q_a = \frac{W_e - n Q_f}{A} \quad E.31$$

Si se dispusiera de una teoría confiable para el cálculo de asentamientos, evaluando la deformación podría revisarse si la  $Q_f$  elegida fuera correcta, y de

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

no ser así, se revisaría hasta encontrar la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio.

Ahora bien, este procedimiento ideal no puede ser realizado en la práctica con facilidad debido principalmente a : a) las pruebas de carga de los pilotes deben ser hechas en grupo y no aisladas, de tal forma que se obtenga una curva carga deformación más real, ya que el comportamiento es diferente; b) las teorías de cálculo de deformación, por presisas que estas fueran, dependen de la evaluación de los esfuerzos en la masa del suelo debido a la carga de la losa y la de los pilotes, las cuáles sólo pueden representar en el mejor de los casos aproximaciones a la realidad, dadas las hipótesis que se tienen que hacer en su obtención.

Sin embargo, la línea de razonamiento expuesta permite comentar sobre los procedimientos analizados en este trabajo.

#### E.5.1 Terzagui-Peck.

En este procedimiento la carga de trabajo del pilote es  $Q_a = Q_{fu}/FS$ . Dicho valor no puede definirse arbitrariamente, y dependerá de las deformaciones. Además se asigna a la carga de los pilotes el remanente de la carga que no se ha compensado, considerando que el suelo será quien tome la carga primeramente. Llevando este razonamiento al límite, para el caso de una cimentación compensada totalmente la carga sobre los pilotes sería nula, lo cual equivaldría a afirmar que la deformación es nula, pues sólo para ese caso  $Q_f=0$ . Lo anterior es inadmisibile pues el hecho de excavar y recomprimir los sedimentos produce deformación, además de la que se genere a largo plazo. Es posible que para suelos de baja a mediana compresibilidad, en que las deformaciones sean muy pequeñas, dicha afirmación se acerque a la realidad. Pero en suelos de alta compresibilidad como en el caso tratado eso es insostenible. El mismo procedimiento de Terzagui proporciona hundimientos de 22 cm, y aunque los hundimientos fueran como se propone en la referencia 8 de 9 cm, de acuerdo con pruebas realizadas en arcillas del Valle de México (referencias 1 y 12), la deformación  $\delta_u$  (fig. E.2) que se requiere para alcanzar la resistencia última es del orden de 5 cm, lo cual significa que los pilotes están trabajando cerca de su capacidad última, y no a una capacidad admisible arbitraria. Cierto es que las deformaciones calculadas corresponden al nivel de la superficie del terreno, pero la deformación relativa entre pilote y suelo varía con la profundidad, y aunque esta será nula en la cabeza de un pilote intermedio, la deformación relativa irá aumentando con la

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

profundidad, pues los pilotes tendrán un desplazamiento absoluto igual al de la estructura en toda su longitud, considerados como rígidos, y el desplazamiento del suelo disminuye con la profundidad.

En lo que se refiere al cálculo de la distribución de esfuerzos, esta es de fundamento empírico y se considera que como tal, debe hacerse una adecuación para cada sitio en particular, tal como la hecha en la referencia 8, pues dicha propuesta fué hecha para suelos con condiciones menos difíciles que la presentada en este trabajo, y su extrapolación resulta no deseable.

Otro aspecto criticable en este procedimiento es el hecho de que no influye la distribución, tamaño y número de pilotes en el cálculo de asentamientos.

Finalmente, en cuanto a la obtención de la carga última por el método de Tomlinson, se considera válido lo comentado en los capítulos III y IV de este trabajo.

#### E.5.2 Zeevaert

El considerar que los pilotes trabajen a su capacidad última, como se mencionó, depende de la deformación relativa entre pilotes y suelo. Si las deformaciones son tales que sean mayores que  $\epsilon_{p}$  tal hipótesis quedará cumplida. Por otro lado, si existe el fenómeno de consolidación regional, existirá un desplazamiento continuo entre pilote y suelo y una penetración constante, lo cuál también satisface la hipótesis hecha. Pero en casos en que dichas condiciones no se presenten, la carga en los pilotes será diferente de la última, aunque también en estos casos es posible que no se requieran pilotes de fricción.

En relación a la determinación de los esfuerzos actuantes en la masa del suelo, para poder hacer la integración de la solución de Westergard se han tenido que hacer hipótesis en relación a la distribución de la resistencia a lo largo del fuste, las cuáles están de acuerdo con los lineamientos para determinar la carga última. En la referencia 1 se menciona que dichas hipótesis no conducen a una variación apreciable del área tributaria equivalente, que es el concepto que toma en cuenta la distribución de esfuerzos.

Por otro lado, la integración de la distribución de esfuerzos de Westergard para medios elásticos estratificados con deformación lateral nula, esta sujeta precisamente a que dichas hipótesis se cumplan, sobre todo la que se refiere a la elasticidad del suelo. Y puesto que no se dispone de alguna teoría diferente de las soluciones derivadas de la teoría de la elasticidad, su aproximación es-

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

tá sujeta a comparación con mediciones reales, de donde se desprende que hubiera sido deseable hacer los análisis de este trabajo en una estructura en la que al menos se dispusiera de asentamientos observados para juzgar la bondad de las hipótesis hechas.

En conjunto este procedimiento es más congruente pues implica la eliminación de varias hipótesis empíricas al tomar en cuenta factores tales como la distribución, número y tamaño de los pilotes, y su carga última (sobre la cuál se comenta en los capítulos II y V).

Como se ve, el diseño bajo estos lineamientos resulta más conservador, pues la cimentación por la alternativa 2 que podría ser aceptable por el procedimiento de Terzagui-Peck, para este caso resulta inaceptable.

Finalmente, aunque la alternativa 1 fuera aceptable, se recomienda hacer el mismo análisis para una cimentación con 16 pilotes, ya que dadas las características de la estructura resultaría más económico.

### E.5.3 Burland

En relación a este autor se consideran suficientes los comentarios hechos en los capítulos IV y V.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN