

01149
17

INVESTIGACION DE LA CONSOLIDACION DE ARCILLA
SATURADA BAJO LA PRESION DE AGUA DE CAMPO.

TRABAJO PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS).

ALUMNO: ING. JESUS JAVIER GARCIA ROSAS.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA
U N A M
1985

NOTA: TESIS CON FALLA DE ORIGEN.
APARECEN RAYAS HORIZONTALMENTE



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.

10/10/1971

INVESTIGACION DE LA CONSOLIDACION DE ARCILLA
SATURADA BAJO LA PRESION DE AGUA DE CAMPO.

C O N T E N I D O	PAGINA
I.- INTRODUCCION	1
II.- UNA REVISION EN LA LITERATURA TECNICA	5
III.- BASES TEORICAS	10
IV.- INVESTIGACION DE LABORATORIO Y RESULTADOS OBTENIDOS.	16
V.- CONCLUSIONES	24
VI.- RECOMENDACIONES	28

REFERENCIAS

FIGURAS

ANEXO A.- METODO DE DETERMINACION
Y AJUSTE DE PARAMETROS. FIGURAS.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

1

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

I.- INTRODUCCION

En el diseño de la cimentación de una estructura, uno de los principales problemas a resolver es el valuar con razonable precisión los asentamientos que se verificarán en el terreno debido a la carga aplicada.

En los suelos bajo el nivel freático y de baja permeabilidad como las arcillas, una sobrecarga origina una disminución del contenido de agua, que tiene lugar muy lentamente porque la baja permeabilidad del suelo no permite una rápida transferencia del agua, de una parte a otra de la masa de suelo o a un estrato contiguo de alta permeabilidad. Este fenómeno, denominado consolidación, da lugar a un retardamiento de la deformación volumétrica del suelo con respecto a las fuerzas exteriores que se le aplican.

Las obervaciones muestran que aún cuando ya se ha verificado casi por completo el cambio en el contenido de agua del suelo, continua una deformación volumétrica, producida por el desplazamiento relativo de los granos que forman el esqueleto estructural del suelo. Este comportamiento es conocido como consolidación o compresión secundaria.

En estos suelos es práctica común el obtener los parámetros requeridos para calcular esos hundimientos, mediante la prueba de consolidación en muestras inalteradas extraídas a diferentes profundidades del subsuelo y ensayadas en el laboratorio en el odómetro o consolidómetro (figura 1). Donde el espécimen de prueba se introduce cuidadosamente en un anillo de metal que confina al material. Se colocan piedras porosas en la parte superior e inferior del espécimen, que permitan la expulsión de agua libre contenida en la muestra. Se introduce todo el conjunto en un recipiente, vertiéndose posteriormente agua hasta inundar por completo la muestra, evitándose el hinchamiento del suelo. Para efectuar la prueba se aplican incrementos de esfuerzo vertical y se mide posteriormente las deformaciones verticales de la probeta para dichos incrementos, obteniéndose a diferentes tiempos el cambio en volumen para cada uno de los incrementos aplicados.

Ahora bien, el suelo en el campo se encuentra con un determinado estado de esfuerzos efectivos (σ_{oi}) y presión hidráulica (U_{oi}) (figura 2). Al extraerlo durante el proceso de muestreo, se altera dicho estado de esfuerzos, verificándose un alivio de la presión del agua; tal alivio es total al ensayar el material en el laboratorio en la prueba de consolidación, al momento en que se inunda la muestra (figura 3).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Por otra parte, aún cuando el suelo se encuentre saturado, generalmente el agua de poro contiene aire o gas disuelto bajo la presión hidráulica "in situ". Lo anterior es aún más notable cuando se está trabajando con sedimentos finos que se encuentran en ambientes lacustres, marinos, lagunas marginales y llanuras de inundación, en donde es común la presencia de materia orgánica que al descomponerse produce gas orgánico, por lo que además de existir gas en el agua de poro, también se encuentra en los poros del suelo en forma de burbujas, bajo la presión hidrostática de campo.

De acuerdo a las leyes que rigen los gases, se sabe que el volumen que estos ocupan, a temperatura constante es función de la presión a que se encuentran sometidos, por lo que al variar la presión hidráulica original del suelo cambiará simultáneamente el volumen de gas presente en los poros del suelo y el disuelto en el agua de poro.

Por consiguiente, al muestrear el subsuelo y ensayarlo en la prueba de consolidación se provoca una descompresión del agua de poro que aumenta el volumen de gas en los poros del suelo y que disminuye el grado de saturación que tenía la muestra en el campo; para evitar lo anterior, en la prueba sería necesario aplicar una presión hidrostática equivalente a la de campo y dar respuesta a la siguiente interrogante:

¿ Se mantienen constantes los parámetros de compresibilidad, obtenidos en la prueba de consolidación, cuando se aplica a la muestra una presión de agua equivalente a la de campo, con respecto a los obtenidos en la prueba convencional ?

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para tratar de obtener algunas evidencias normativas sobre este planteamiento, se procedió a realizar un número limitado de -- pruebas de consolidación en muestras inalteradas de arcilla de la Cd. de México, comparando los resultados de parejas de especímenes ensayadas con el mismo procedimiento, con la salvedad de que a una de las probetas, de cada par ensayado, se le aplicó la presión de agua de campo.

En torno a esta problemática se desarrolla el presente trabajo. En el capítulo II se exponen algunos aspectos relacionados con el tema, encontrados en la literatura técnica. En el capítulo III se encuentran las bases teóricas que se consideraron, así como la teoría empleada para la obtención de los parámetros de consolidación. En el capítulo IV se describe brevemente el equipo empleado, el procedimiento con que se efectuaron los ensayos y los resultados obtenidos. En el capítulo V se establecen las conclusiones a que se llegó y por último, en el capítulo VI, se ofrecen una serie de recomendaciones basadas en la experiencia adquirida al efectuar los trabajos de laboratorio.

II.- UNA REVISION EN LA LITERATURA TECNICA

En base a la revisión que se efectuó de la literatura técnica sobre el efecto que ejerce la presión de agua en la consolidación de suelos finos, se encontraron los siguientes puntos de interés.

Lowe, Zaccheo y Feldman (referencia 3), con un consolidómetro especialmente diseñado, aplican el principio de saturación por contrapresión a las muestras ensayadas en la prueba de consolidación. Reportan pruebas efectuadas con y sin contrapresión en dos muestras de diferentes localidades y de distintas profundidades, los resultados de ambas pruebas se pueden observar en las figuras 4 a 7. En la prueba efectuada sobre el material 1, aplican a una

de las probetas la contrapresión necesaria para saturarla por completo, presión que es mayor a la que tenía la muestra en el campo, cuyo valor no se reporta, en la figura 4 se observan las propiedades índice de ambas probetas, así como las curvas de compresibilidad que se obtuvieron. Al mostrarse estas últimas, graficadas en función de la oquedad del suelo, no es posible juzgar "a priori" cual de las dos muestras presentó mayor deformación, por lo que se considera que es mejor realizar su presentación en función de la deformación volumétrica (ΔE_v). Sin embargo al examinar las gráficas de consolidación de la figura 5, se puede determinar que existe menor compresibilidad en la muestra a la que se le aplicó la contrapresión, observándose que, en la otra probeta, existe en los primeros incrementos de carga una deformación inicial instantánea importante. Conviene mencionar así mismo que los incrementos de presión reportados se aplicaron en forma geométrica, por lo que solo se tienen tres curvas de consolidación antes de la carga crítica, después de la cual se produce la falla interna de la estructura del suelo al rebasarse su resistencia a la compresión confinada, produciéndose así mismo un nuevo arreglo de la estructura del suelo.

Por lo anterior se considera que no es posible comparar parámetros de consolidación obtenidos antes de la carga crítica y después de ella, ya que se tienen en uno y otro caso estructuras diferentes. Con respecto al tipo de aplicación de cargas en forma geométrica, se ha demostrado (referencia 7), que se obtiene una gran dispersión en los parámetros de consolidación de las pruebas así efectuadas, mostrándose además que se logra mayor consistencia al aplicar las cargas en forma lineal y con incrementos de esfuerzo pequeños.

En la parte inferior de la figura 4 se muestra la variación del coeficiente de consolidación (C_v) con la presión vertical

obtenido tanto por el método de Casagrande como por el de Taylor - (ver referencia 2), los cuales es posible emplearlos cuando el suelo ensayado muestra baja viscosidad intergranular. No obstante, se observa en las curvas de consolidación un importante efecto de -- compresión secundaria, por lo que los valores reportados de C_v se ven afectados por tal hecho, además de las consideraciones apuntadas en el párrafo anterior.

En la segunda muestra que se reporta, se le aplicó una -- contrapresión equivalente a la presión de agua de campo, obteniéndose un comportamiento similar a la de la muestra 1, en cuanto a que el ensaye con contrapresión exhibe menor compresibilidad en -- los primeros incrementos de carga que el ensaye sin dicha contrapresión. Cabe hacer aquí los mismos comentarios que se apuntaron con respecto a la muestra 1. Y no se llega a ninguna conclusión definitiva en cuanto al efecto que ejerce la contrapresión sobre el coeficiente de consolidación del suelo, ya que los resultados son contradictorios, mientras que en la muestra 1 el valor de C_v del ensaye con contrapresión resulta ser menor que en la otra probeta, en la muestra 2 se invierte este resultado.

Finalmente, es preciso reflexionar acerca de los efectos -- que causa el aplicarle al suelo una contrapresión mayor a la presión hidráulica a que estaba sometido en el campo. En el cuerpo de esta publicación se apunta que al aplicar la contrapresión, la --- muestra puede reaccionar de cualquiera de las siguientes formas:

- 1) Tendiendo a expandirse.
- 2) Permanecer sin cambio.
- 3) Comprimiéndose.

TESIS CON
FALLA EL JABÓN

De acuerdo al diagrama esquemático del consolidómetro que presentan en la publicación, la inundación de la muestra es casi simultánea a la aplicación de la contrapresión, por lo que se piensa que la tendencia a la expansión se debe básicamente al potencial capilar remanente del suelo. Por otro lado, aunque no se menciona, quizá el tercer comportamiento que reportan, es decir la compresión de la probeta se debe, esencialmente, a la aplicación de una contrapresión muy superior al valor de U_{oi} , que llega a alterar la estructura del suelo provocando su compresión.

En la referencia 9, Zeevaert analiza mediante un ejemplo práctico el efecto que sobre la velocidad de consolidación, tiene la presencia de un volumen de aire en el suelo, formado por un cambio en el estado de esfuerzos del terreno al efectuar una excavación y posteriormente recomprimir el estrato. Se observa que el valor total del hundimiento es igual con la presencia del gas o sin ella y que al verificarse la deformación inicial instantánea simultánea a la aplicación de la carga, el asentamiento restante, que se ajusta a la teoría de consolidación, se verifica en el mismo lapso de tiempo que se emplearía si el material estuviese saturado.

Así mismo, se desarrolla la teoría para calcular el módulo de compresibilidad volumétrico unitario, de la fase gaseosa del suelo, m_{va} , a partir de las propiedades índice del suelo y de los cambios en el estado de esfuerzo que se provocan en la masa del subsuelo. Esta teoría se basa en la ley de compresibilidad de los gases de Boyle - Mariotte y la ley de solubilidad de Henry. Se llega a la siguiente expresión:

$$m_{va} = \frac{n [1 - \%S (1 - \alpha)]}{(p_a + U_{oi} - \Delta u)} \quad \dots (0)$$

donde: Δu = variación de la presión del agua de poro

n = porosidad del suelo, antes de presentarse Δu

$\%S$ = grado de saturación, antes de presentarse Δu

U_{oi} = presión de agua de campo

p_a = presión atmosférica

α = coeficiente de Henry

III.- BASES TEORICAS

Para explicar el fenómeno de consolidación, Terzaghi ideó el mecanismo mostrado en la figura 8a, el cual consiste en un recipiente cilíndrico, que representa los vacíos del suelo, provisto de un pistón con una pequeña perforación en él, que indica la permeabilidad del suelo, el pistón está soportado por un resorte que hace las veces del esqueleto estructural del suelo, unido al fondo del cilindro y este está totalmente lleno de agua. Si se coloca al pistón una carga Δp , manteniendo el orificio cerrado, el resorte no puede deformarse y toda la carga es soportada por el agua, es decir, existe un exceso de presión hidráulica $\Delta u = \Delta p$ y el esfuerzo efectivo sobre la estructura del suelo, que representa el resorte, $\Delta \sigma = 0$.

Al abrir el orificio habrá una transferencia gradual de -- carga del agua al resorte, de tal suerte que en cualquier instante la suma del exceso hidrostático, Δu , y el esfuerzo efectivo, $\Delta \sigma$, es igual a la presión aplicada sobre el pistón, Δp . Una vez que la carga es soportada totalmente por el resorte, es decir $\Delta \sigma = \Delta p$, el agua ya no saldrá mas del cilindro y no existirá exceso de presión hidráulica en el agua, esto es $\Delta u = 0$.

La teoría de consolidación clásica de Terzaghi, a quien se debe el diseño del odómetro, se basa en las siguientes hipótesis:

- a) Los vacíos del suelo se hayan completamente llenos de agua. El suelo es homogéneo e isótropo.
- b) El agua y los granos son incompresibles.
- c) La expulsión de agua es solo la que corresponde al agua gravitacional que se encuentra en los poros del suelo. La Ley de Darcy se considera válida. El coeficiente de permeabilidad k y el módulo de compresibilidad volumétrico unitario - del suelo, m_v , se consideran constantes.
- d) El cambio en la deformación volumétrica se aproxima a un valor finito cuando el proceso de consolidación termina.
- e) El suelo está confinado lateralmente, es decir, la deformación en sentido horizontal es nula.

Hay que notar, que mediante esta teoría no se explica el fenómeno de consolidación secundaria y que está referida a suelos completamente saturados.

De acuerdo a la teoria de Terzaghi la deformación volumétrica unitaria $\Delta\varepsilon_v$, de un estrato de suelo saturado de espesor $2H$, drenado por su cara superior e inferior y confinado a deformación lateral nula al que se le aplica un incremento de esfuerzo Δp , se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon_v = mv \cdot \Delta p \cdot F(Tv) \quad \dots (1)$$

donde: mv = coeficiente de compresibilidad volumétrico unitario -- del suelo.

$$F(Tv) = U = 1 - \sum_{M=0}^{M=\infty} \frac{8}{(2M+1)^2 \pi^2} e^{-[(2M+1)^2 \pi^2 / 4] Tv}$$

$F(Tv)$ = Función de Terzaghi, expresa el grado de consolidación medio del suelo, que se ha llevado a cabo en un tiempo t .

$$Tv = \frac{Cv}{H^2} t$$

Tv = Factor tiempo

$$Cv = \frac{k}{\gamma_w \cdot mv}$$

Cv = Coeficiente de consolidación

k = Coeficiente de permeabilidad en dirección vertical

γ_w = Peso volumétrico unitario del agua.

Sin embargo, si el suelo tiene un grado de saturación menor del 100% parte de la deformación volumétrica se debe, como ya se anotó, al aire que se encuentra en los poros del suelo. Si al mecanismo original de Terzaghi le incluimos una faja de aire en la parte media del cilindro, que represente el aire o gas en los poros del suelo, de tal manera que este aire no puede escapar durante el proceso de consolidación, como se muestra esquemáticamente en la figura 8b, se tendría que al aplicar la carga Δp , instantá-

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

neamente se produce una disminución de la altura de la fase gaseosa δa . Lo que también produce el acortamiento de la longitud inicial del resorte de $2H$ a $(2H - \delta a)$, que correspondería a la aplicación de un esfuerzo efectivo sobre el resorte $\Delta \bar{\sigma}_1 < \Delta p$. Es decir con respecto a la fase gaseosa se tendría que la deformación volumétrica unitaria instantánea, $\Delta \epsilon_{va}$, es igual a

$$\Delta \epsilon_{va} = \frac{\delta a}{2H} = mva \cdot \Delta p \quad \dots (2)$$

donde: mva .- módulo de compresibilidad volumétrico unitario del aire.

Y con respecto a la estructura del suelo representada por el resorte: $\Delta \epsilon_{va} = mv \cdot \Delta \bar{\sigma}_1 \quad \dots (3)$

Y a continuación se verifica el proceso de consolidación - propiamente dicho, en donde el resorte se acortará adicionalmente, de acuerdo al modelo original de Terzaghi, pero con un esfuerzo $\Delta \bar{\sigma}_2 = \Delta p - \Delta \bar{\sigma}_1$

Gráficamente la transferencia de carga a la estructura del suelo con respecto al tiempo, será como se muestra en la figura 9.

De lo anterior, la deformación volumétrica unitaria, en caso de suelos con grado de saturación menor del 100% es de:

$$\Delta \epsilon_v = mv \cdot \Delta \bar{\sigma}_1 + mv \cdot \Delta \bar{\sigma}_2 \cdot F(Tv) \quad \dots (4)$$

De acuerdo a (2) y (3) se obtiene que:

$$\Delta \bar{\sigma}_1 = \frac{mva}{mv} \cdot \Delta p \quad \dots (5)$$

Si llamamos grado de consolidación inicial % U_0 a la relación $\frac{mva}{mv}$, entonces se obtiene que:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\Delta \bar{v}_1 = \%U_o \cdot \Delta p \quad \dots (6)$$

$$\Delta \bar{v}_2 = (1 - \%U_o) \cdot \Delta p \quad \dots (7)$$

Sustituyendo (6) y (7) en (4):

$$\Delta \epsilon_v = m_v \cdot \Delta p [\%U_o + (1 - \%U_o) F (T_v)] \dots (8)$$

En la misma figura 9 se muestra la forma de la curva tiempo- grado de consolidación medio para un suelo saturado y uno que contiene gas en los poros del suelo.

Es conocido que la arcilla de la Cd. de México, de origen lacustre, exhibe una fuerte viscosidad intergranular, además de -- que se presenta en el laboratorio con un grado de saturación menor al 100%. Por lo que al momento de aplicar un incremento de esfuerzo se produce una compresión inicial instantánea, así como una importante compresión secundaria que son fenómenos fuera del alcance de la teoría de consolidación de Terzaghi. Al efecto de valuar la compresión secundaria, varios autores han desarrollado diversos métodos semiempíricos y teorías en base a modelos reológicos, una de ellas es la expuesta por Zeevaert (1984), en donde se explica las fases de la compresión primaria y secundaria y que manifiesta una buena confrontación entre la teoría y las curvas de consolidación obtenidas en el odómetro para niveles de esfuerzo menores al es---fuerzo crítico. En base a esta teoría se determinaron los paramé---tros de compresibilidad del suelo ensayado.

Las hipótesis básicas de esta teoría son las siguientes:

- a) El suelo está constituido por dos estructuras (figura 10), la primera está formada por granos microscópicos carentes de cohesión tales como arena muy fina, limo, conchas mi---croscópicas, diatomeas y la segunda por flóculos de granos submicroscópicos que forman aglomeraciones de minerales de arcilla.

- b) La primera estructura representa la compresión primaria y la segunda el fenómeno de viscosidad intergranular o compresión secundaria. Ambas estructuras se encuentran saturadas con agua.

En este caso la deformación volumétrica unitaria ($\Delta \epsilon_v$) es igual a:

$$\Delta \epsilon_v = m_v \cdot \Delta p [F(T_v) + \beta \log (1 + \xi I_v)] \quad \dots 9$$

donde: β : Factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.

ξ : Factor adimensional que modifica el valor de I_v en el fenómeno viscoso intergranular.

En la referencia 10 se expone en forma completa el desarrollo de esta teoría.

De acuerdo al análisis efectuado anteriormente para obtener las deformaciones volumétricas mediante la teoría de Terzaghi con un suelo no saturado, al tomar en cuenta el efecto de la compresión secundaria la expresión (8) se modificaría como sigue:

$$\Delta \epsilon_v = m_v \cdot \Delta p [\%U_o + (1 - \%U_o) F(T_v) + \beta \log (1 + \xi T_v)] \quad \dots 10$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

IV.- INVESTIGACION DE LABORATORIO Y RESULTADOS OBIENIDOS

Para tener evidencias de primera mano, se realizaron un -- par de pruebas de consolidación en muestras de arcilla inalterada de la Cd. de México. Cada una de estas pruebas se efectuó con dos especímenes. Las dos probetas de cada muestra se ensayaron en un odómetro modificado que permite aplicar la presión de agua de cam po, la cual solo se aplicó en una de ellas, las pruebas se realiza ron en paralelo.

El odómetro modificado empleado se muestra esquemáticamente - en la figura 11, el cual básicamente consiste en un tubo de lucita dentro del que se coloca el anillo de metal junto con la muestra y

las piedras porosas. El tubo de lucita se fija entre dos placas metálicas en forma tal que es posible mantener dentro de él, agua a presión. El agua para inundar la muestra se introduce a través de una línea en la placa base metálica en donde también, se encuentra una válvula que permite regular el gasto de entrada; existe una perforación en la placa superior a través de la cual se aplica, al agua dentro de la cámara, la presión U_{oi} . La cámara descrita se diseñó con las dimensiones adecuadas para ser colocada en el marco de transmisión de cargas del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería.

La presión aplicada U_{oi} se mide mediante un manómetro de mercurio, que se construyó con una altura tal que permite realizar medidas de presión hasta de 4.5 Kg/cm^2 . La presión en la cámara se mantiene constante mediante una válvula reguladora de precisión. Las lecturas de las deformaciones en la probeta se realizaron mediante indicadores de cáratula (micrómetros) con precisión de 0.01 mm .

Se contó con dos cámaras para efectuar los ensayos en paralelo, aplicando solo en una de ellas la presión U_{oi} , de esta forma no existió desfaseamiento entre los ensayos correspondientes a cada muestra. El material del anillo de consolidación empleado es de acero inoxidable en su parte exterior y de teflón en la interior, la que está en contacto con la muestra; para minimizar el efecto de la fricción entre anillo y suelo, se aplicó en el interior del anillo una película de grasa de silicón.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Previo a la aplicación de la presión de agua Uoi, se inundó la probeta tendiendo la muestra a expandirse debido al potencial capilar remanente del suelo, lo cual se evitó colocando el peso suficiente para contrarrestar esta tendencia, ya que de permitirlo, se provocaría la absorción de agua por los minerales de arcilla lo que conduciría a la alteración de las propiedades mecánicas del suelo; una vez estabilizada, se procedió a la aplicación de Uoi. La presión de agua equivalente a la de campo se aplicó en 5 incrementos iguales, esperando un lapso de 15 minutos, entre cada uno de ellos, para verificar que no se tuviese variación en la lectura del micrómetro; simultáneo a la aplicación de cada uno de estos incrementos se aplicaba sobre la muestra, la carga requerida para evitar que el vástago de la cámara saliese de ella. Se observó que después de cada uno de esos incrementos, empleados para alcanzar el valor Uoi, se registraba en el micrómetro un valor de compresión, estimado de tres a cinco micras, y después de, entre 5 y 10 minutos, el micrómetro regresaba a la lectura inicial. Una vez alcanzado el valor de Uoi, se esperaron 24 horas para aplicar el primer incremento de esfuerzo vertical, sobre el espécimen, registrando las deformaciones de la probeta, con el tiempo. Cada uno de los incrementos de carga se dejaba por un lapso de 24 horas.

En la otra probeta se seguía el mismo procedimiento descrito salvo que no se aplicaba la presión Uoi.

Las muestras ensayadas fueron extraídas de un sondeo realizado en la zona centro de la Ciudad, en donde se colocó una estación piezométrica de la que se obtuvo el diagrama de presiones hidráulicas del subsuelo. Las condiciones estratigráficas e hidráulicas generales del subsuelo de la Cd. de México se discuten ampliamente en la referencia 8, capítulo V. Las muestras se obtuvie-

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ron hincando a presión un tubo de aluminio de pared delgada de 5" de diámetro. Se seleccionaron muestras para su ensaye a 13.45 m y 23.5 m de profundidad, la primera de ellas corresponde a una arcilla limosa verde olivo de consistencia rígida, la mas profunda es un arcilla limosa verde olivo claro de consistencia rígida, ambas son de apariencia homogénea y textura jabonosa. Las propiedades índice medidas en ambas muestras así como sus correspondientes valores de esfuerzo efectivo y presión hidráulica a que estaban sometidas en el campo se muestran en la tabla 1, al final del capítulo.

De los valores reportados se observa que existe una razonable homogeneidad entre las propiedades de las dos probetas que corresponden a cada muestra, por lo que se piensa es posible la comparación de los parámetros obtenidos en las pruebas de consolidación.

De acuerdo a las características de las muestras se programaron los ensayes. En base a la relación que existe entre el esfuerzo crítico, σ_b , y la consistencia natural del material, qu , (referencia 10), se determinaron incrementos iguales para alcanzar el valor estimado de σ_b , el número de incrementos fue de 7 para la muestra 1 y 8 para la muestra 2.

Se realizó una estimación previa del valor del coeficiente de consolidación del suelo (C_v), para elegir la altura del anillo, $2H$, recomendable para que el quiebre que se observa en la curva de consolidación al finalizar la compresión primaria, graficada en papel semilogarítmico de cinco ciclos y el tiempo en segundos, estuviese contenido en el tercer ciclo de la escala logarítmica, esta altura resultó ser de 2.0 cm.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En las figuras 12 a 21 se muestra gráficamente los resultados obtenidos en ambas muestras. Las curvas de compresibilidad de deformación volumétrica unitaria (ξ_v) - esfuerzo vertical (σ_{oi}), se ilustran en la figura 12 para la muestra 1 y figura 17 para la muestra 2, de su análisis se observa que antes del esfuerzo crítico se presentó menor deformabilidad en las muestras donde se aplicó la presión de agua de campo, U_{oi} , esto se debe principalmente a que en estas probetas se redujo en forma importante el contenido de gas incluido en el espécimen que produce la deformación inicial instantánea, lo cual no sucede con las muestras convencionales. En cuanto al valor del esfuerzo crítico, este es muy parecido en ambos ensayos.

En las figuras 13 a 16 y 18 a 21 se reportan los parámetros de consolidación correspondientes a la muestra 1 y a la muestra 2, respectivamente, los que están graficados contra el nivel medio de esfuerzo. Estos parámetros se obtienen de la interpretación de las curvas de consolidación, las cuales se muestran en las figuras 1A a 13A del anexo A, donde se observa que la teoría de consolidación empleada ofrece un buen ajuste entre las curvas teóricas y las experimentales. El detalle de la obtención y ajuste de los parámetros de acuerdo a la teoría utilizada se explica en el anexo A.

Debido a que al aplicar el primer incremento de carga se tienen factores que evitan una correcta interpretación de la curva de consolidación, por lo que en las gráficas que se acompañan no se incluye esta. Entre estos factores, se puede mencionar:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- a) El aire atrapado entre piedras porosas y muestra, el cual se disminuye al aplicar la presión de agua de campo.
- b) El acomodo de las piedras por la rápida deformación que sufre la película de material amasado que se forma en la periferia del espécimen, al labrar la muestra.

Del examen de los parámetros de consolidación graficados, se observa que el coeficiente de compresibilidad volumétrico unitario de la compresión primaria, m_v , disminuye con el nivel de esfuerzos, sin embargo, también se observa que m_v es menor en las pruebas donde se aplicó la presión U_{oi} , lo cual es lógico si se considera que para su cálculo (ver anexo A), se incluye al valor de la deformación debida al aire en los poros del suelo. Por otra parte, tanto los valores, del coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión secundaria, m_t , como el factor que mide la magnitud de la viscosidad intergranular, $\beta = \frac{m_t}{m_v}$, siguen una trayectoria muy parecida entre la muestra con presión U_{oi} y la convencional, aumentando así mismo con el nivel de esfuerzos.

Al analizar las gráficas del coeficiente de consolidación primaria, C_v , y del coeficiente de permeabilidad, k , se observa que los valores decrecen con el nivel de esfuerzo, no obstante, también se observa claramente una mayor dispersión de los valores de C_v para el ensaye sin la presión de agua U_{oi} , que los obtenidos de los especímenes donde si se le aplicó, en este último caso los valores se muestran mas consistentes. Ahora bien, con respecto al

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

coeficiente de permeabilidad se nota que los valores que provienen de las muestras con presión U_{oi} , son menores y tienen así mismo, menor variación que los de la prueba convencional, tendiendo a un mismo valor ambos ensayos, al alcanzar un nivel de esfuerzos en -- que ya no se detecta volumen de aire en las probetas. En el rango de esfuerzos donde se detecta aire en la prueba convencional, el -- valor de k obtenido de la prueba con presión U_{oi} es menor, tendien -- do a igualarse ambas curvas cuando no se detecta gas en la muestra.

Con respecto al valor del factor que modifica el factor tiempo primario (T_v) en la compresión secundaria, ξ , se observa -- que disminuye con el nivel de esfuerzos, mostrándose al igual que -- con m_t y β , poca variación entre la prueba convencional y a la -- que se le aplicó U_{oi} .

Por último, se presentan graficados, el modulo de compresión volumétrico unitario de la fase gaseosa del suelo m_{va} , y el grado de consolidación inicial del suelo, $\%U_o = \frac{m_{va}}{mv}$. El primero se obtuvo directamente de la curva de consolidación al aplicar la siguiente relación:

$$m_{va} = \frac{\Delta \epsilon_{va}}{\Delta \sigma} = \frac{\delta a \cdot A}{2H_m \cdot A} \frac{1}{\Delta \sigma} = \frac{\delta a}{2H_m} \frac{1}{\Delta \sigma}$$

donde, δa = deformación inicial instantánea determinada en la -- gráfica de consolidación.

$2H_m$ - espesor medio de la probeta en el incremento de es -- fuerzo $\Delta \sigma$.

Del examen de las curvas se puede comentar lo siguiente: - en primer lugar, los valores disminuyen con el nivel de esfuerzos hasta que ya no se detecta aire en los especímenes, donde se anulan.

Segundo se obtienen valores mayores de m_{va} y $\%U_o$ en las -- curvas donde no se aplica la presión U_{oi} . El primer aspecto no se esperaba, debido a que una vez que se comprime el volumen de -- aire en los poros del suelo, en el instante en que se aplica la -- carga, este tiende a su volumen original cuando la carga es sopor- tada por la estructura del suelo y no existe exceso de presión en el agua de poro ($\Delta u = 0$), por lo que al inicio de cada incremento de carga debería de medirse un valor constante de volumen de gas o aire, sin embargo, debe considerarse que el aire en los poros no se encuentra idealmente atrapado en la muestra de suelo, como se -- muestra esquemáticamente en la figura 8b y es arrastrado junto -- con el agua expulsada de la probeta durante el proceso de consoli- dación.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

23-A

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TABLA 1 - CARACTERISTICAS DE LAS MUESTRAS

MUESTRA		1	2		
PROFUNDIDAD, Z, (m)		13.45	23.5		
ESF. EFECTIVO, $\bar{\sigma}_{oi}$, (kg/cm ²)		0.97	1.63		
ESF. HIDRAULICO, U_{oi} , (kg/cm ²)		0.81	1.38		
qu (kg/cm ²)		1.0	1.0		
PROBETA		1.1 ⁽¹⁾	1.2	2.1 ⁽¹⁾	2.2
LL (%)		342.1	307.0	418.9	410.5
LP (%)		67.9	61.7	105.8	100.3
Ip (%)		274.2	245.3	313.1	310.2
Gs		2.390	2.405	2.368	2.382
ANTES DEL ENSAYE	γ_m (T/m ³)	1.185	1.188	1.158	1.165
	w (%)	257.9	260.5	311.3	300.7
	Sr (%)	99.07	99.44	99.45	99.59
	e	6.22	6.30	7.41	7.19
DESPUES DEL ENSAYE	w (%)	185.8	163.2	228.7	227.8
	Sr (%)	100	100	100	100
	e	4.16	3.83	5.17	5.05
	$\bar{\sigma}_{max}$ (kg/cm ²)	4.60	4.55	4.86	4.79
ESFUERZO CRITICO, $\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)		1.9	1.94	2.0	2.0
$\bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{oi}$		1.96	2.0	1.23	1.23
$\bar{\sigma}_b / q_u$		1.9	1.94	2.0	2.0
$\bar{\sigma}_{pr} / \bar{\sigma}_{oi}$ (%)		1.4	1.1	2.0	1.1

(1) Muestras a las que se le aplicó la presión hidráulica de campo, U_{oi} .

TABLA 1 - CONTINUACIÓN:

En la tabla:

q_u = consistencia natural o resistencia a la compresión simple (se determinó con penetrómetro de bolsillo).

LL = límite líquido.

LP = límite plástico

IP = índice plástico

G_s = gravedad específica o densidad de sólidos

γ_m = peso volumétrico unitario del suelo

w = contenido de agua

S_r = grado de saturación

e = relación de vacíos

σ_{max} = esfuerzo máximo alcanzado en la prueba

σ_{pr} = esfuerzo de potencial de expansión remanente

V.- CONCLUSIONES

De acuerdo a lo tratado en los apartados anteriores se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- 1.- El efecto del alivio del estado de esfuerzos de campo en suelos finos de origen lacustre y marino, produce la aparición de burbujas de gas en los poros del suelo proveniente de la descompresión del agua de poro que generalmente contiene gas disuelto. El alivio puede deberse a diversas causas tales como la excavación para una cimentación o la propia extracción de muestras del subsuelo.
- 2.- Al efectuar la prueba de consolidación convencional se incluye en los poros del suelo, un volumen de gas mayor al -



que se tiene en el campo bajo la presión hidráulica U_{oi} .

- 3.- Se efectuaron en dos muestras inalteradas de la Cd. de México, extraídas a diferentes profundidades, pruebas de consolidación, cada una con dos probetas, a una de las cuales se le aplicó la presión de agua de campo, la cual fue medida mediante una estación piezométrica instalada en el mismo sondeo. Las probetas se ensayaron en un odómetro modificado diseñado especialmente para realizar estas pruebas, que permite contener agua a presión.
- 4.- De los resultados obtenidos en esas pruebas se pueden establecer las siguientes conclusiones indicativas:
 - 4.1.- La teoría empleada (Zeevaert, 1984), arroja una buena confrontación entre las curvas experimentales y los puntos teóricos. Se observa un mejor ajuste en las curvas de consolidación correspondientes a los especímenes con la presión de agua U_{oi} .
 - 4.2.- Las curvas de compresibilidad revelan que se presenta una menor deformabilidad en la probeta con presión U_{oi} , en los primeros incrementos de carga, cuando el volumen de aire presente en los poros del suelo se hace más notable.
 - 4.3.- Se valoraron parámetros de consolidación en la rama de recompresión de la curva de compresibilidad, aplicando un sistema de cargas lineal, se emplearon 7 y 8 incrementos en la muestra 1 y 2 respectivamente, para alcanzar el valor de la carga crítica estimada.



4.4.- Existen diferencias en los parámetros de consolidación correspondientes a la compresión primaria, obtenidos en las probetas con y sin la presión de agua de campo.

- El coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario m_v , disminuye en el suelo con U_{oi} .

- El coeficiente de consolidación C_v , se mantiene más consistente, con el nivel de esfuerzos, en el suelo con U_{oi} .

- El coeficiente de permeabilidad k , muestra mayor consistencia, con el nivel de esfuerzos, en el suelo con U_{oi} , mostrándose menor que el de la otra probeta; tendiendo ambos, a un valor único, una vez que ya no se registra en los especímenes volumen de gas.

4.5.- No se observaron diferencias notables en los parámetros de compresión secundaria m_t , β y ξ , siendo muy parecidos los valores y las tendencias en ambas probetas.

4.6.- Es posible determinar directamente de las curvas de consolidación, la variación con el nivel de esfuerzos del módulo de compresibilidad volumétrica unitaria de la fase gaseosa del suelo, m_{va} , así como el denominado grado de consolidación inicial $\%U_o = \frac{m_{va}}{m_v}$.

5.- El volumen de aire medido al inicio de cada incremento de

carga, disminuye hasta hacerse nulo, después de alcanzar un cierto nivel de esfuerzos, por lo que se piensa que el agua que sale de la muestra, debido al proceso de consolidación, arrastra un cierto volumen de gas con ella.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



VI.- RECOMENDACIONES

De la experiencia que se obtuvo de la realización de los ensayos, se pueden apuntar las siguientes recomendaciones.

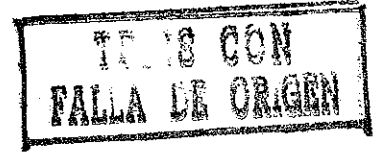
- 1.- Realizar los ensayos en muestras inalteradas homogéneas.
- 2.- Efectuar una correcta programación de los ensayos de consolidación considerando:
 - 2.1.- El aplicar un sistema de cargas lineal y no geométrico, con un número de incrementos adecuado para obtener consistencia en los parámetros (ver referencia - 7). Calculando estos, únicamente en la rama de recompresión del suelo.

- 2.2.- Elegir la altura adecuada del anillo para visualizar correctamente tanto la compresión primaria como la secundaria, así como para minimizar el efecto del remoldeo en la periferia de la muestra.
- 2.3.- Tener en cuenta que al momento de inundar la muestra se debe evitar el hinchamiento de ella por efecto -- del potencial capilar remanente.
- 2.4.- Tomar las precauciones debidas para minimizar la --- fricción entre anillo y suelo. Aplicando, por ejem-- plo, grasa de silicón.

3.- El ensaye debe aplicarse con indicadores de carátula que - den la aproximación requerida (0.001 mm).

Efectuar investigaciones futuras sobre el mismo tema que - ratifiquen o rectifiquen las tendencias encontradas en los ensayes que se realizaron, considerando los siguientes aspectos.

- 4.1.- Efectuarse en muestras de arcilla inalterada que se encuentre bajo el nivel de aguas superficiales, NAS, de diferentes localidades y con diferentes estados - de esfuerzo.
- 4.2.- Tener un registro confiable de la presión hidráulica de campo a que esta sometida cada una de estas mues- tras, por medio de estaciones piezométricas instala- das, de ser posible, en el mismo sondeo de donde se extrajeron.



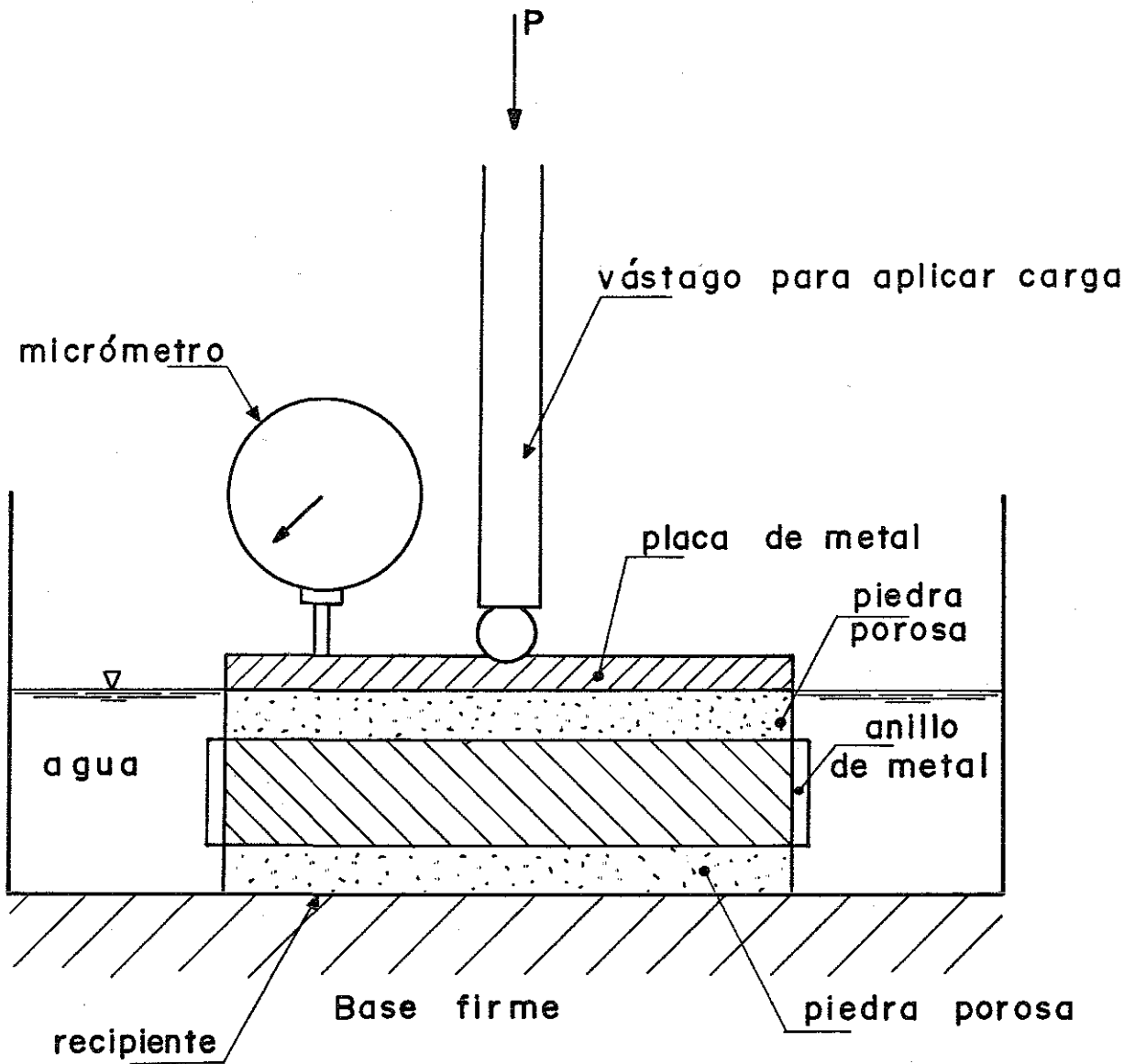
- 4.3.- Las muestras deben ser homogéneas, de tal suerte, que se puedan realizar pruebas de consolidación simultáneas con dos probetas cuyos valores de propiedades índice sean comparables. La metodología para efectuar los ensayos debe ser idéntica en ambos especímenes, salvo la aplicación de la presión U_{oi} en uno de ellos.
- 4.4.- El empleo de un sistema de aplicación de la presión de agua de campo, U_{oi} , y de una cámara que permita mantener agua a esa presión, como los descritos anteriormente.
- 4.5.- Elegir para la obtención de los parámetros una teoría que tome en cuenta el comportamiento fenomenológico del suelo, como la que se empleó en las pruebas reportadas en el capítulo IV.
- 4.6.- Efectuar distintas variantes para la aplicación de la presión U_{oi} sobre la muestra, ensayando con diferente número de incrementos para alcanzar ese valor, observando los lapsos que se requieren para la estabilización de la lectura del micrómetro.
- 4.7.- Revisar el ajuste que se obtiene al valuar el grado de consolidación inicial $\%U_o$, directamente de las curvas de consolidación y el que teóricamente se puede calcular con valores de pruebas índice y de presión hidráulica del suelo, como se establece en la referencia 9.

REFERENCIAS

- 1.- Chassagny, M., "Curso Elemental de Física", Hachete, Co. - Paris.
- 2.- Juárez, B y Rico, R., "Mecanica de Suelos", (1976), Limusa, México.
- 3.- Lowe, J., Zaccheo, P. y Feldman, H., "Consolidation Testing with Back Pressure", (1964), Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American of Civil Engineers.
- 4.- Schuurman, E., "The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures", (1966), Geotechnique, London.
- 5.- Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", (1943), John -- Wiley and Sons, Inc.
- 6.- Terzaghi, K. y Peck, R., "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", (1976), El Ateneo.
- 7.- Xiangyue, L., "Influencia de los incrementos de esfuerzo para realizar la prueba del odómetro", (1985), Tesis de Maestría, Fac. de Ingeniería UNAM, División de Estudios de Posgrado.
- 8.- Zeevaert, L., "Foundation Engineering for Difficult Subsoil - Conditions", (1979), Van Nostrand Reinhold Co., New York.
- 9.- Zeevaert, L., "Descompresión en depósitos de suelos impermeables", (1982), Facultad de Ingeniería UNAM, División de Estudios de Posgrado.

- 10.- Zeevaert, L., "Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados", (1984), Facultad de Ingeniería UNAM, División de Estudios de Posgrado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



ODÓMETRO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FIGURA 1

34

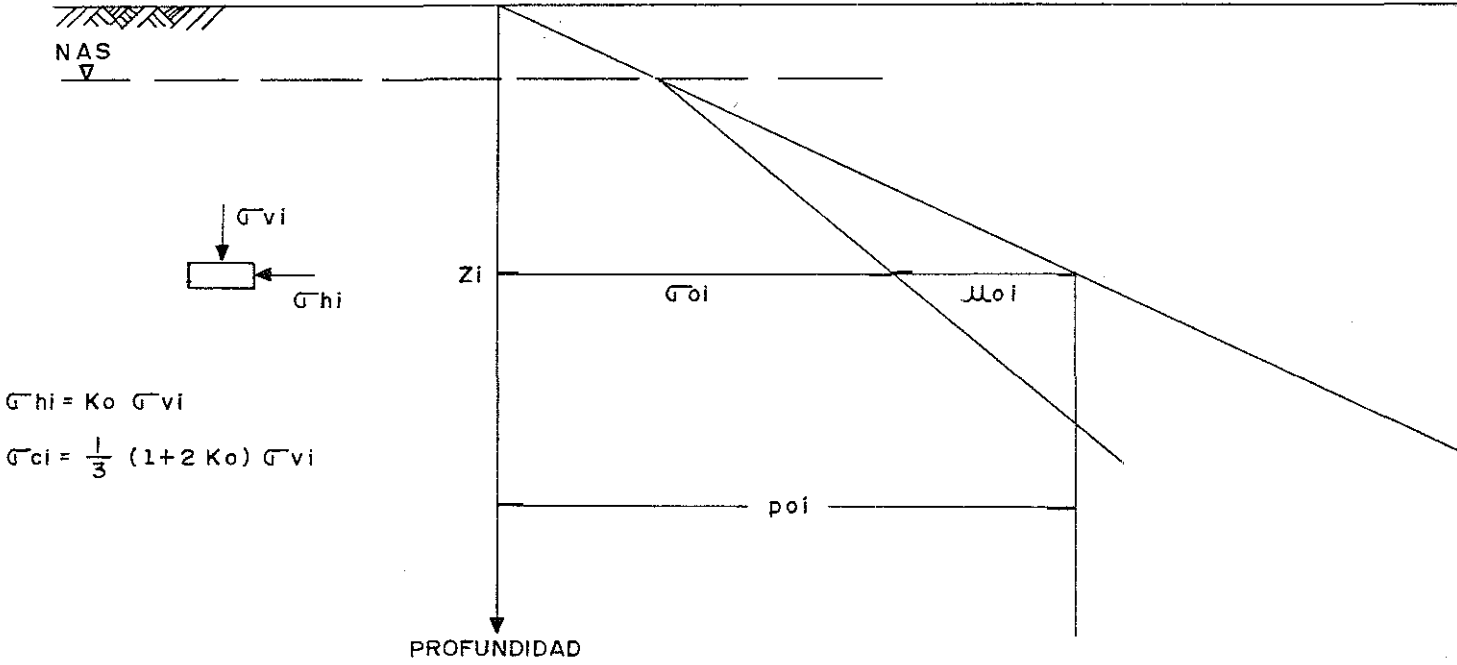
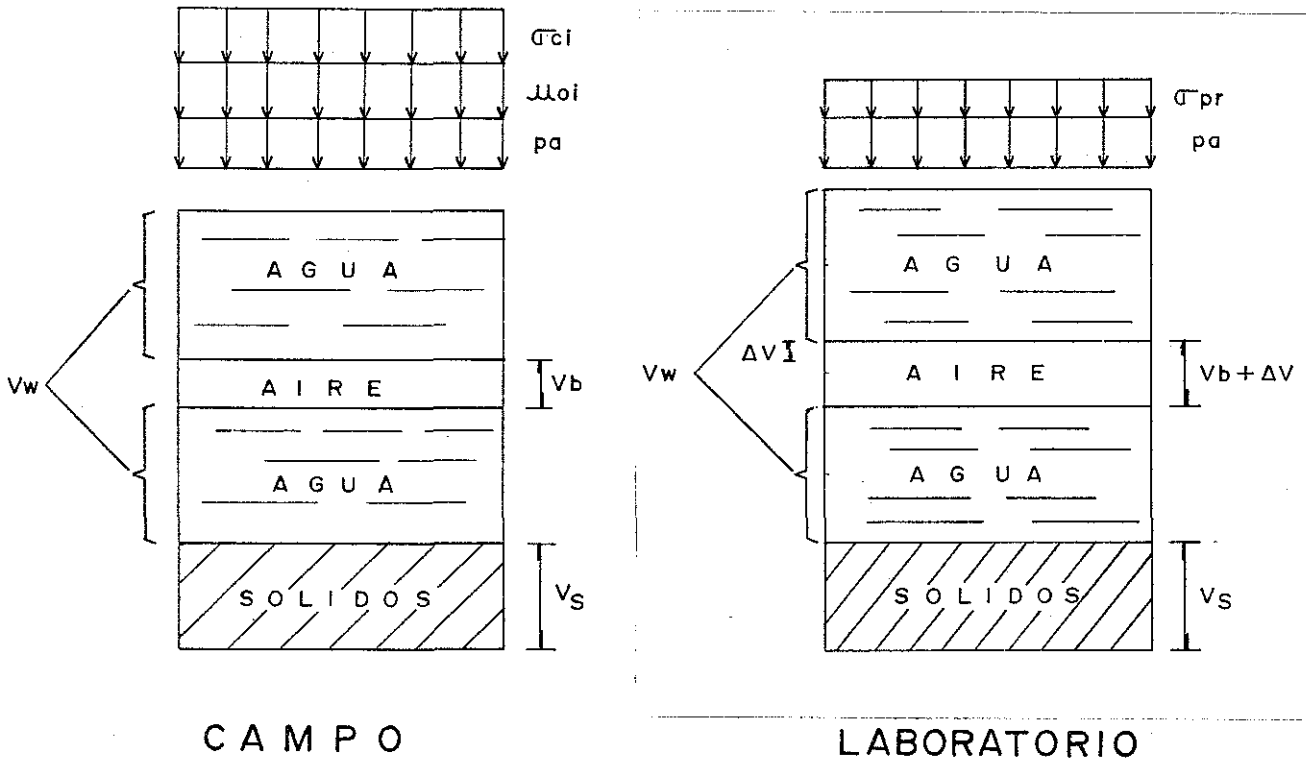


FIGURA 2



σ_{pr} = ESFUERZO PARA EVITAR EL HINCHAMIENTO DEL SUELO Y CONSECUENTEMENTE EL CAMBIO EN EL CONTENIDO DE AGUA

pa = PRESION ATMOSFERICA

FIGURA 3

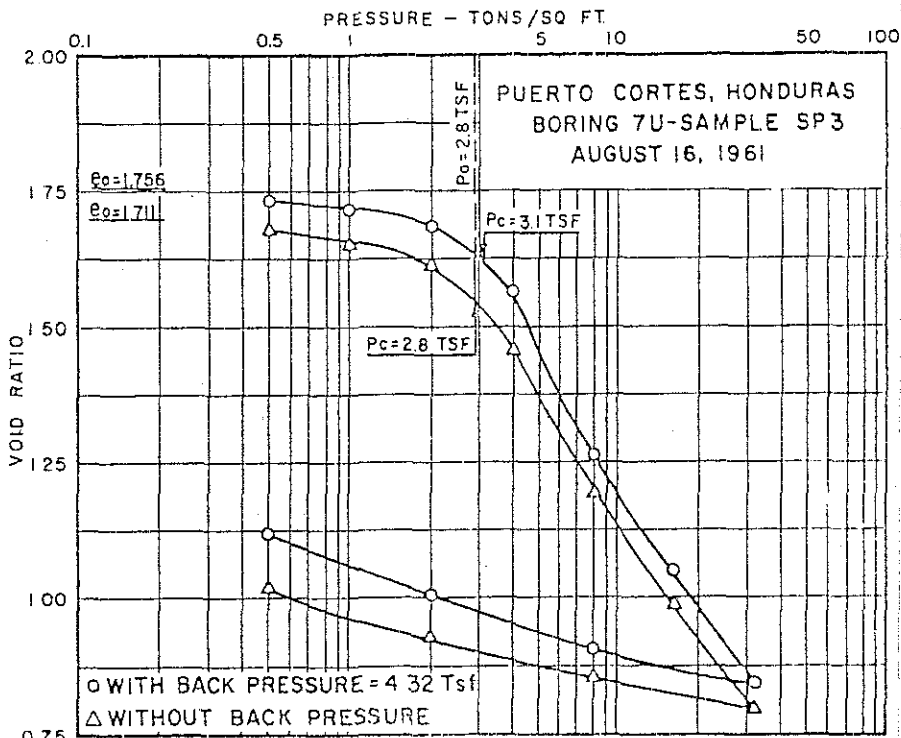
TESIS CON FALLA DE ORIGEN

35

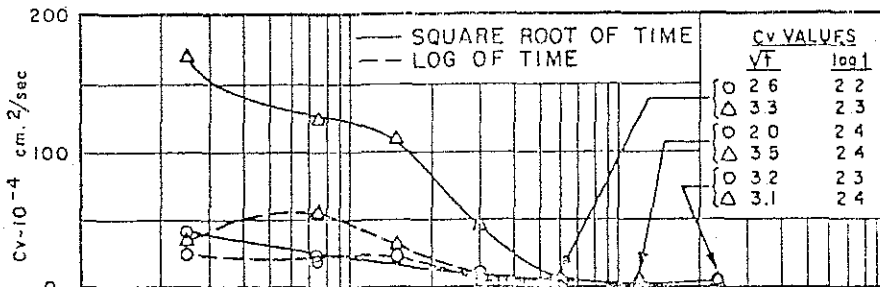
TABLE 1 - TEST DATA - MATERIAL NO 1

Classification; Gray Organic Silt (OH)		
LL = 81	PI = 37	$G_s = 2.75$
	With back pressure	Without back pressure
Dry Unit Weight, in pounds per cubic foot	62.3	63.3
Initial Water Content in percentage	61.3	62.0
Final Water Content, in percentage	41.9	39.8
Initial Void Ratio	1.756	1.711
Final Void Ratio	1.120	1.020
Initial Degree of Saturation in percentage	100	99.7
Final Degree of Saturation, in percentage	100	100

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



(a) VOID RATIO vs LOG OF PRESSURE



(b) COEFFICIENT OF CONSOLIDATION vs LOG OF PRESSURE

(REFERENCIA 3)

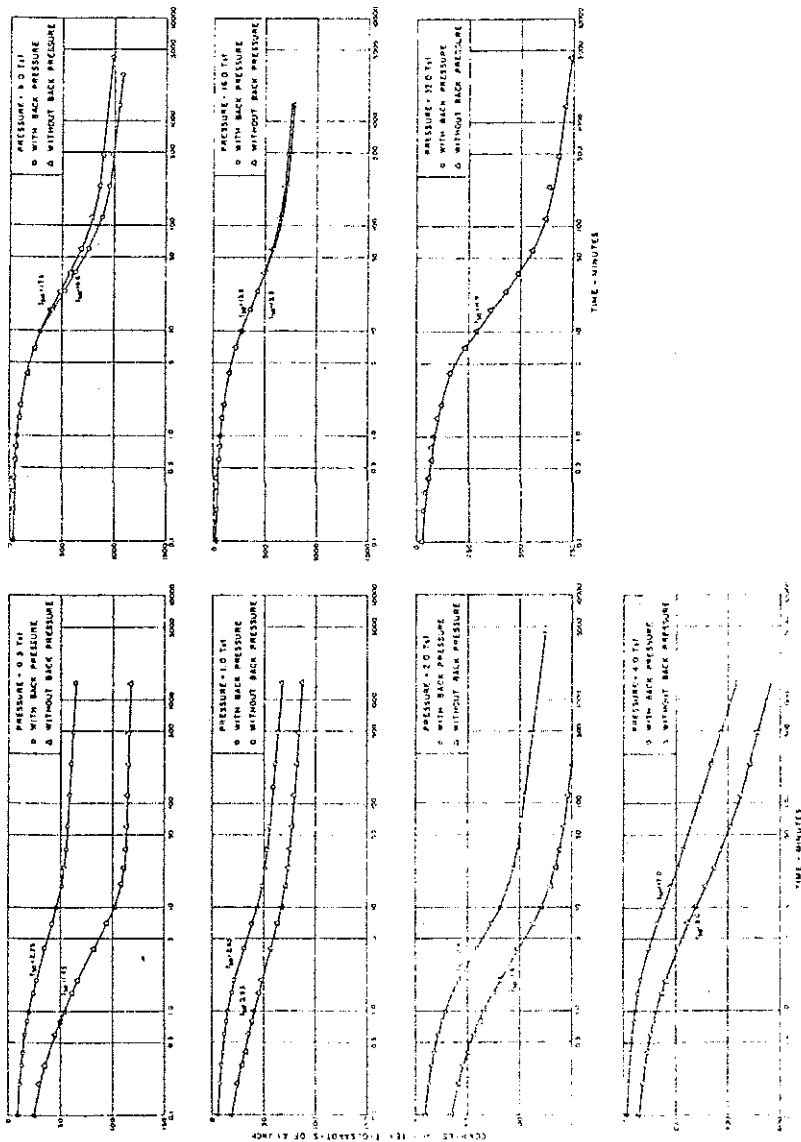


FIG. 5.—COMPRESSION VS. LOGARITHM OF TIME CURVES—MATERIAL NO. 1

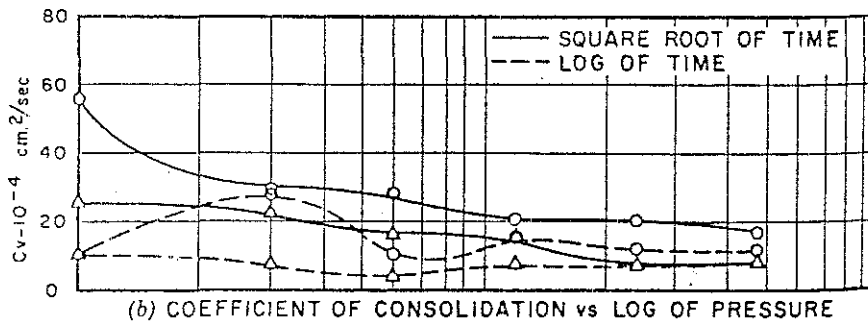
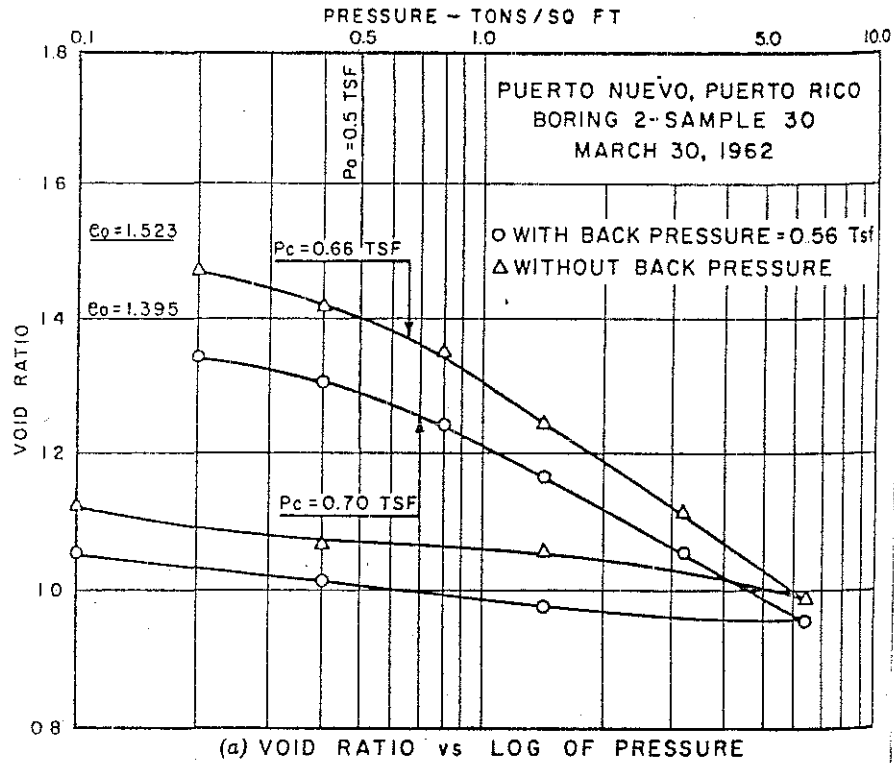
(REFERENCIA 3)

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

37
TABLE 2 - TEST DATA - MATERIAL NO 2

Classification: Gray Organic Silt (OH)		
LL = 58.5	PI = 23.0	$G_s = 2.77$
	With back pressure	Without back pressure
Dry Unit Weight in pounds per cubic foot	72.1	68.5
Initial Water Content, in percentage	49.7	51.1
Final Water Content, in percentage	37.4	39.7
Initial Void Ratio	1.395	1.523
Final Void Ratio	1.056	1.121
Initial Degree of Saturation, in percentage	98.6	98.1
Final Degree of Saturation, in percentage	98.1	97.8

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



(REFERENCIA 3)

FIGURA 6

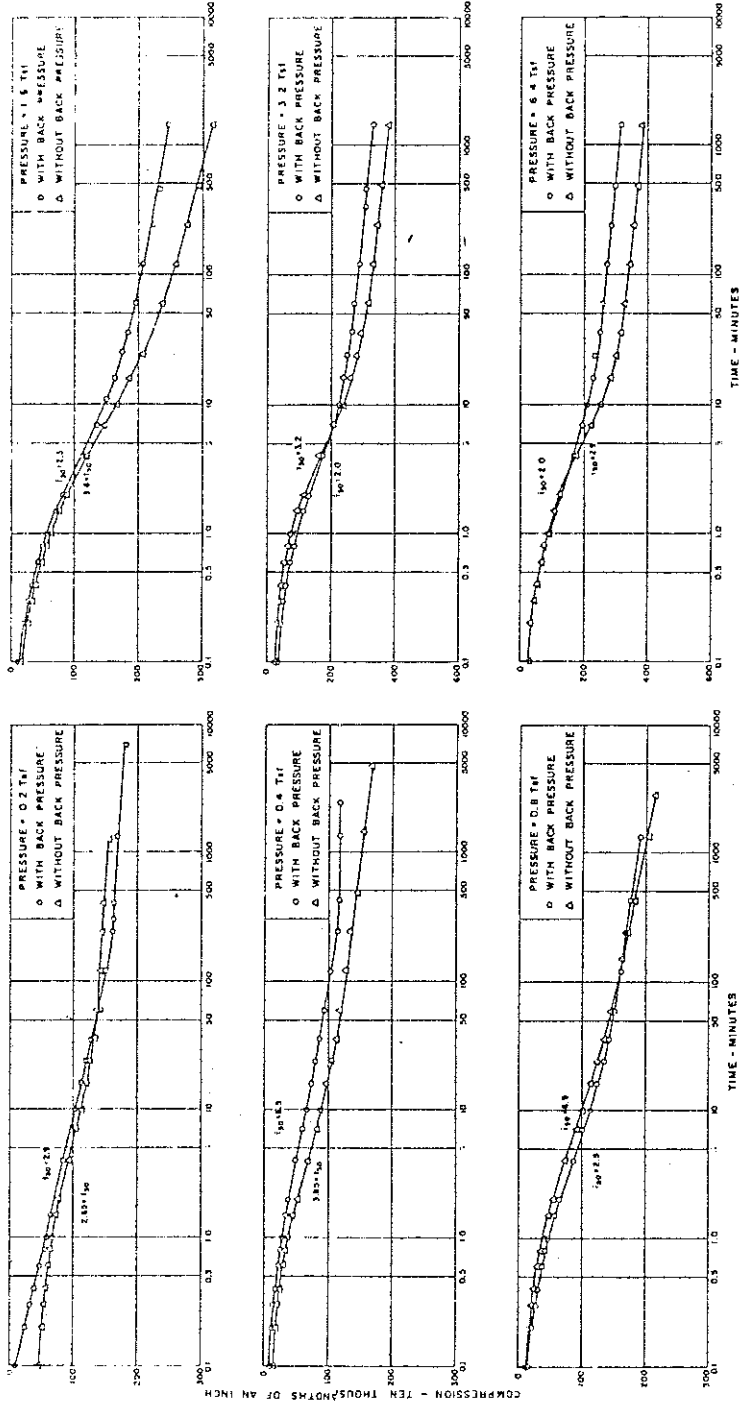
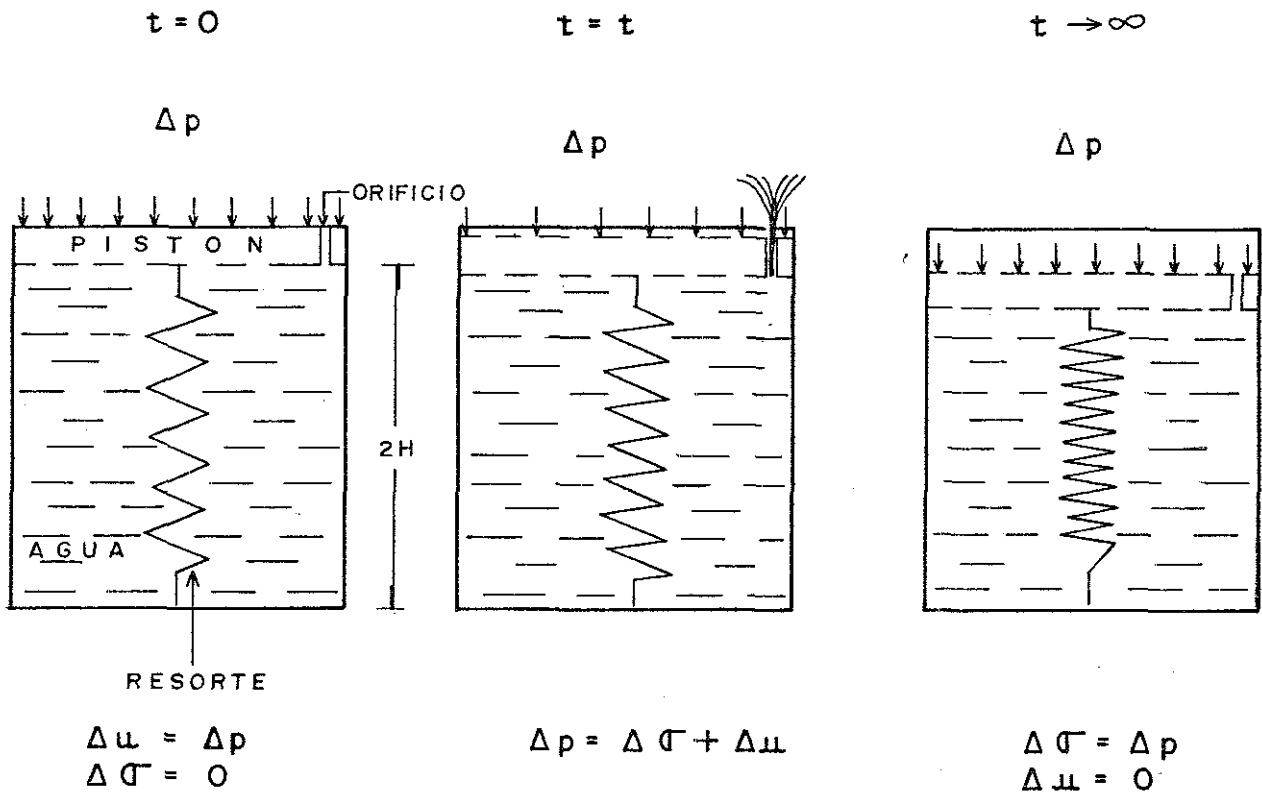


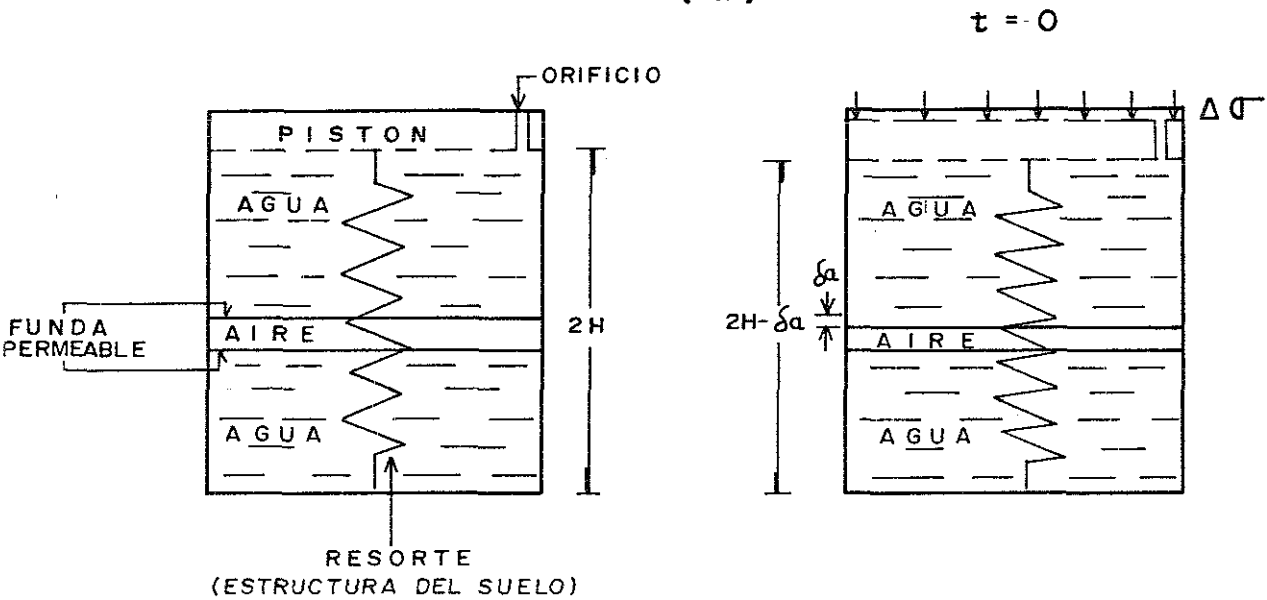
FIG. 8.—COMPRESSION VS. LOGARITHM OF TIME CURVES—MATERIAL NO. 2

(REFERENCIA 3)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



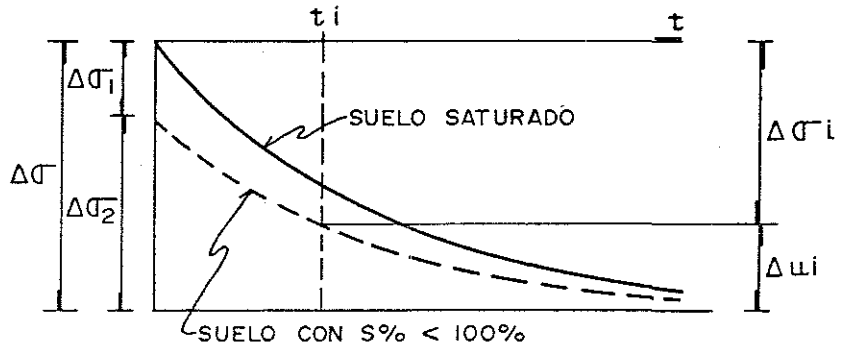
(a)



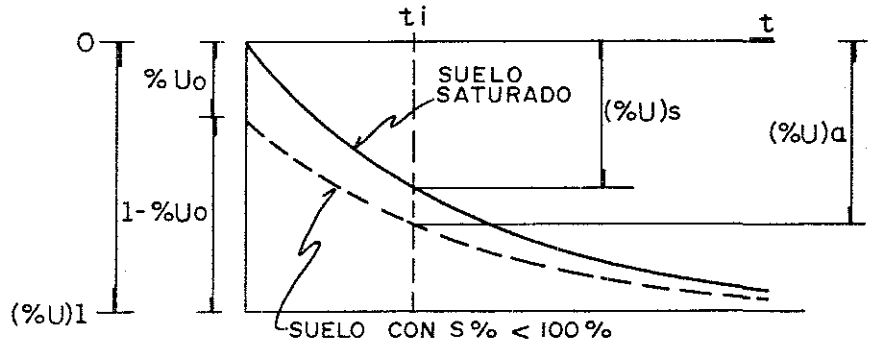
(b)

FIGURA 8

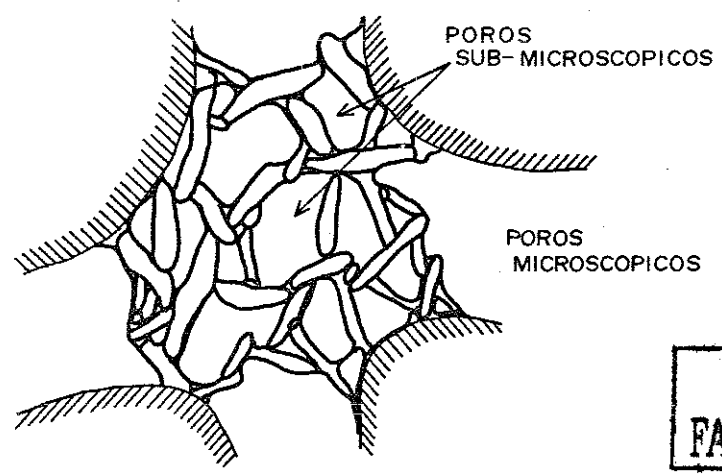
TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



TRANSFERENCIA DE CARGA A LA ESTRUCTURA DEL SUELO, CON EL TIEMPO



VARIACION DE LA CONSOLIDACION CON EL TIEMPO
FIGURA 9



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

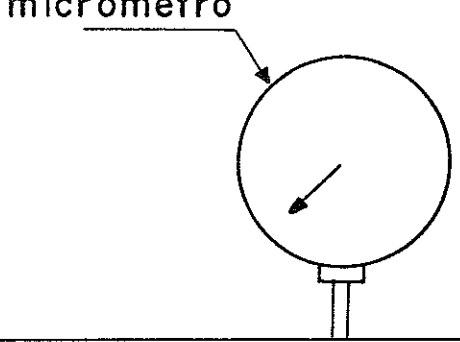
- //// GRANOS GRUESOS MICROSCOPICOS
- o GRANOS DE MINERALES DE ARCILLA

ESTRUCTURA MIXTA DE UN SUELO SEDIMENTADO EN AGUAS TRANQUILAS

FIGURA 10

4/ CAMARA PARA APLICAR LA PRESION DE AGUA DE CAMPO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Yugo de carga

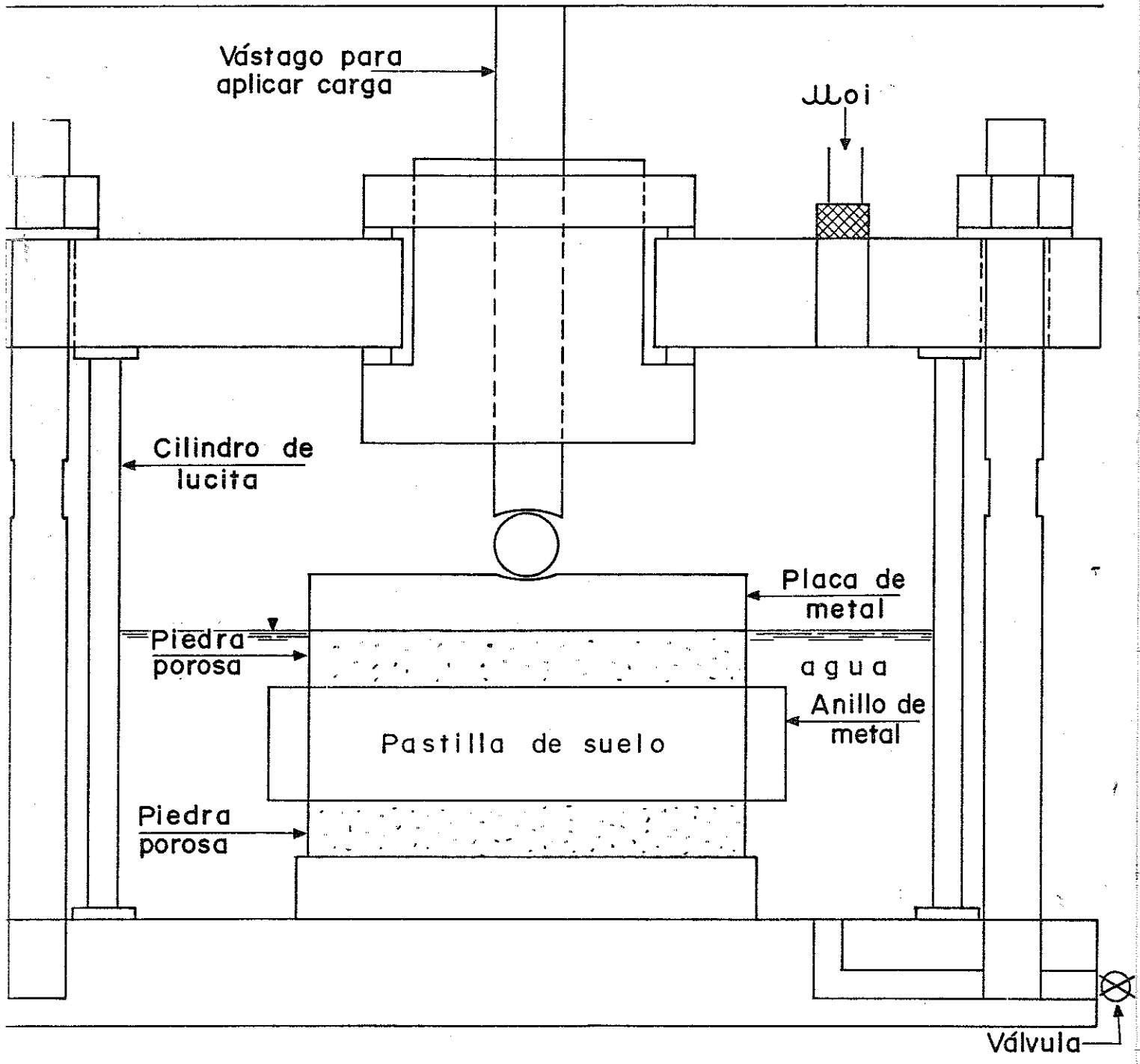
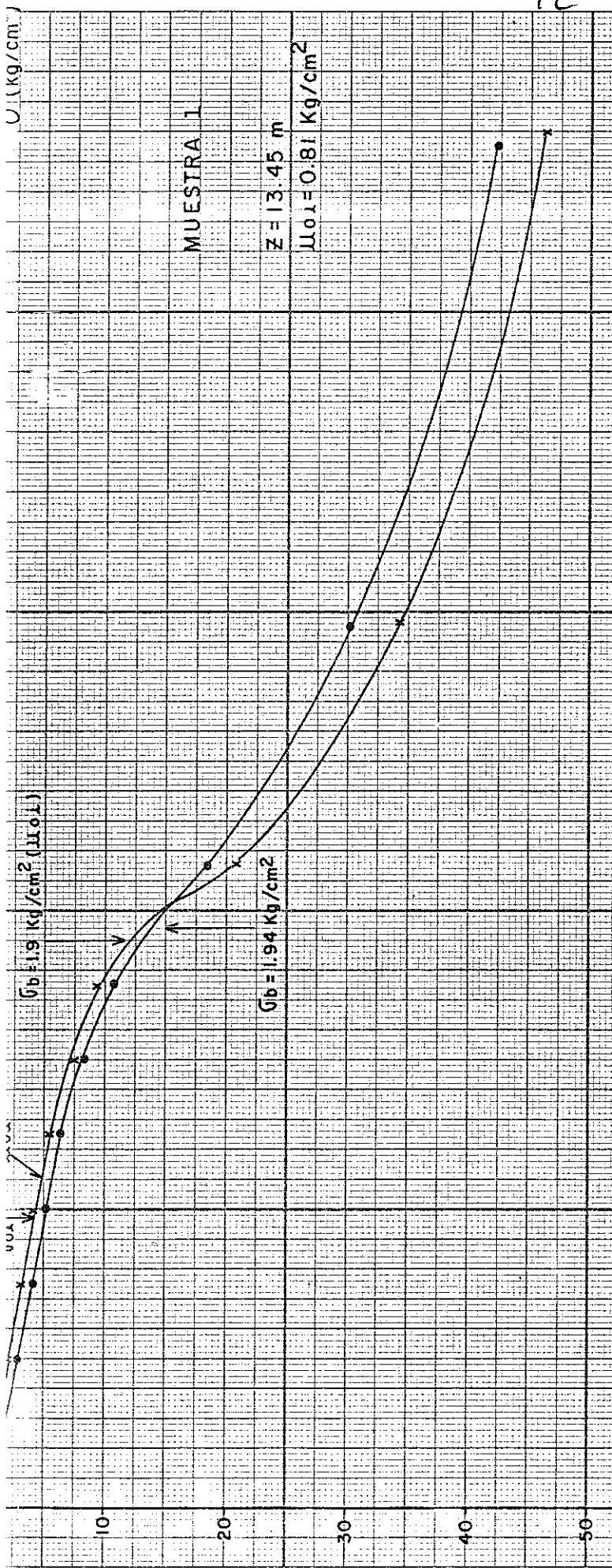


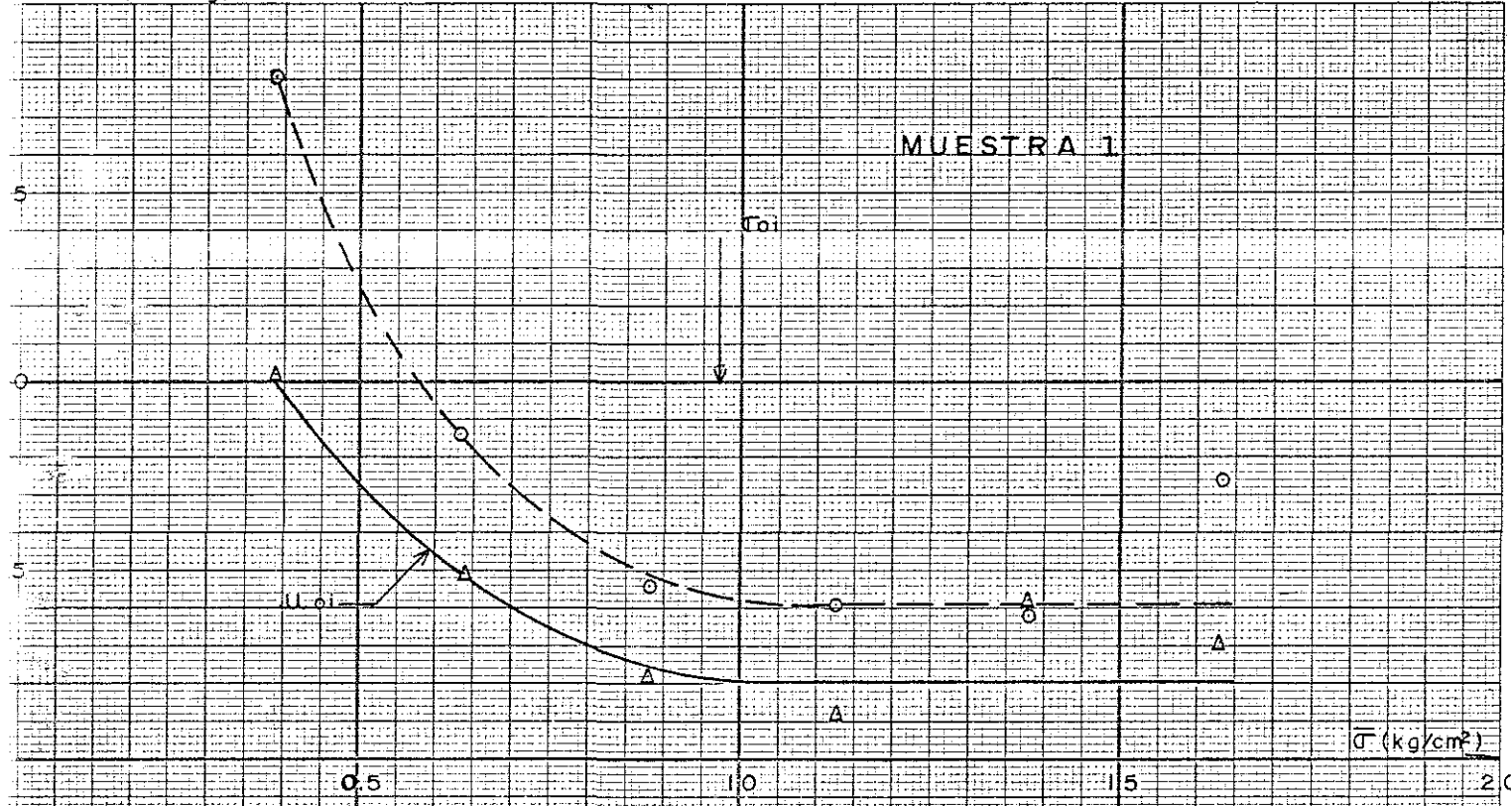
FIGURA II



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$\nu \times 10^{-2} (\text{cm}^2/\text{kg})$

MUESTRA 1



$\nu \times 10^{-2} (\text{cm}^2/\text{kg})$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

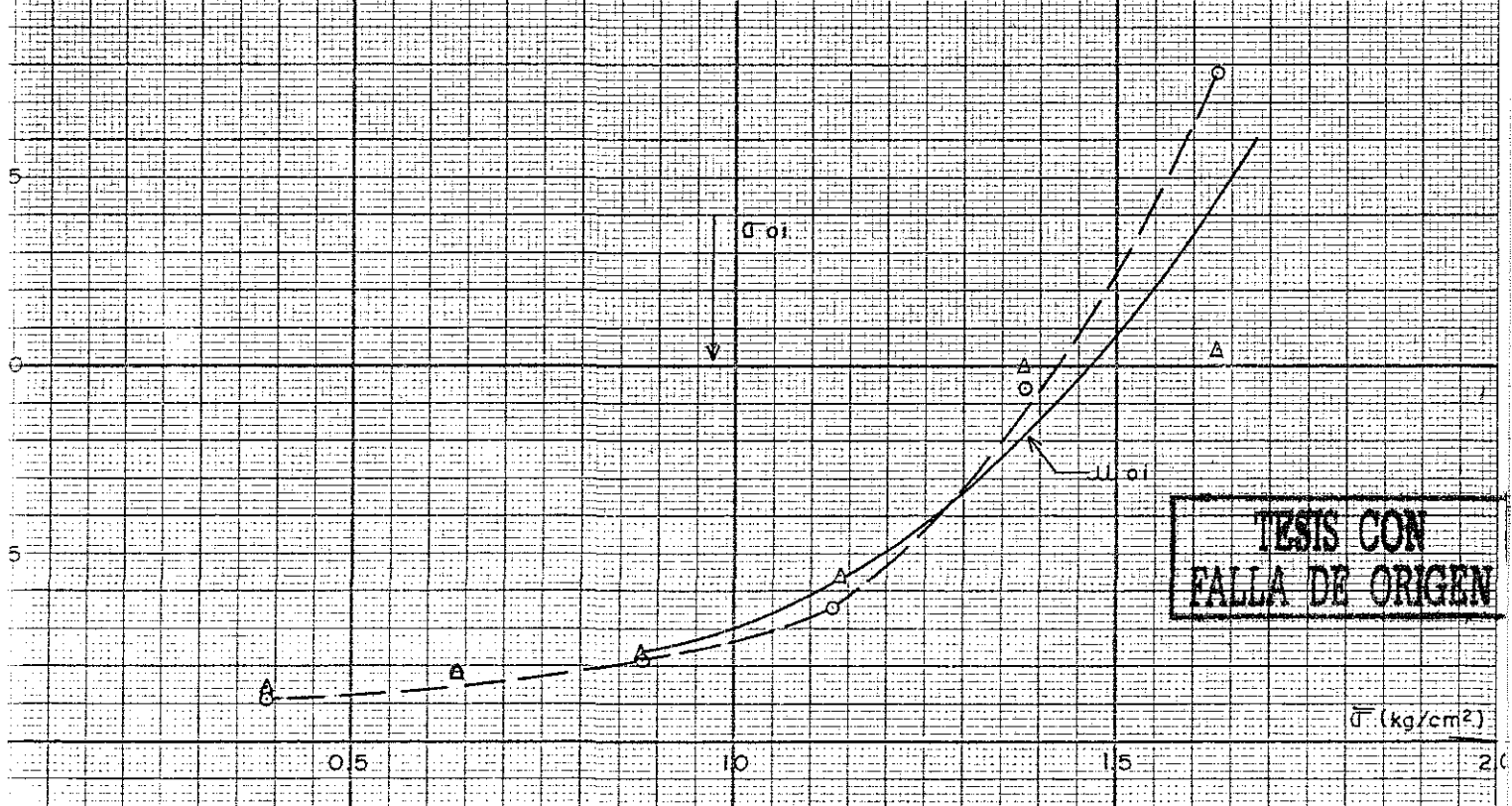


FIGURA 13

MUESTRA 1

σ/β

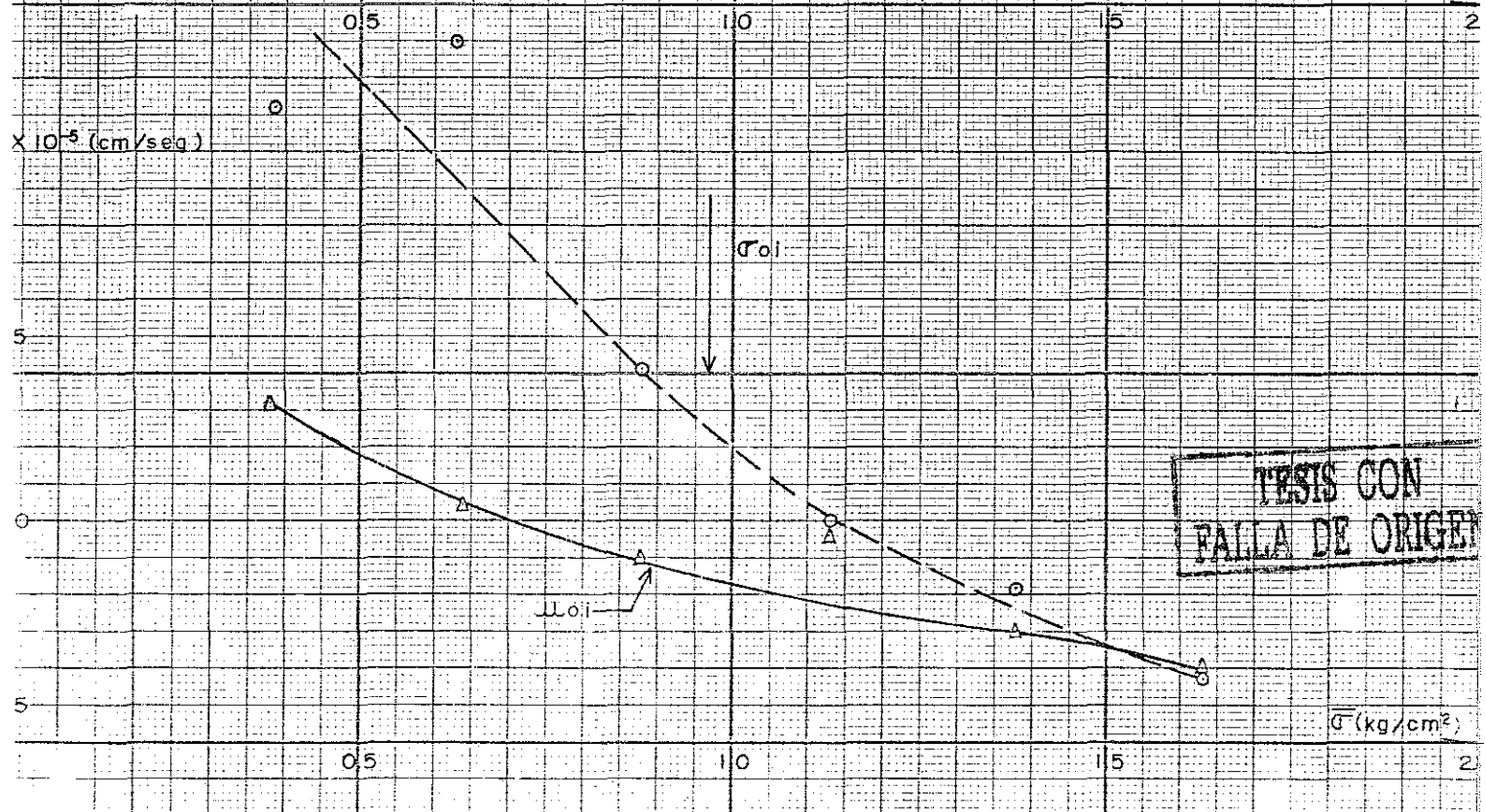
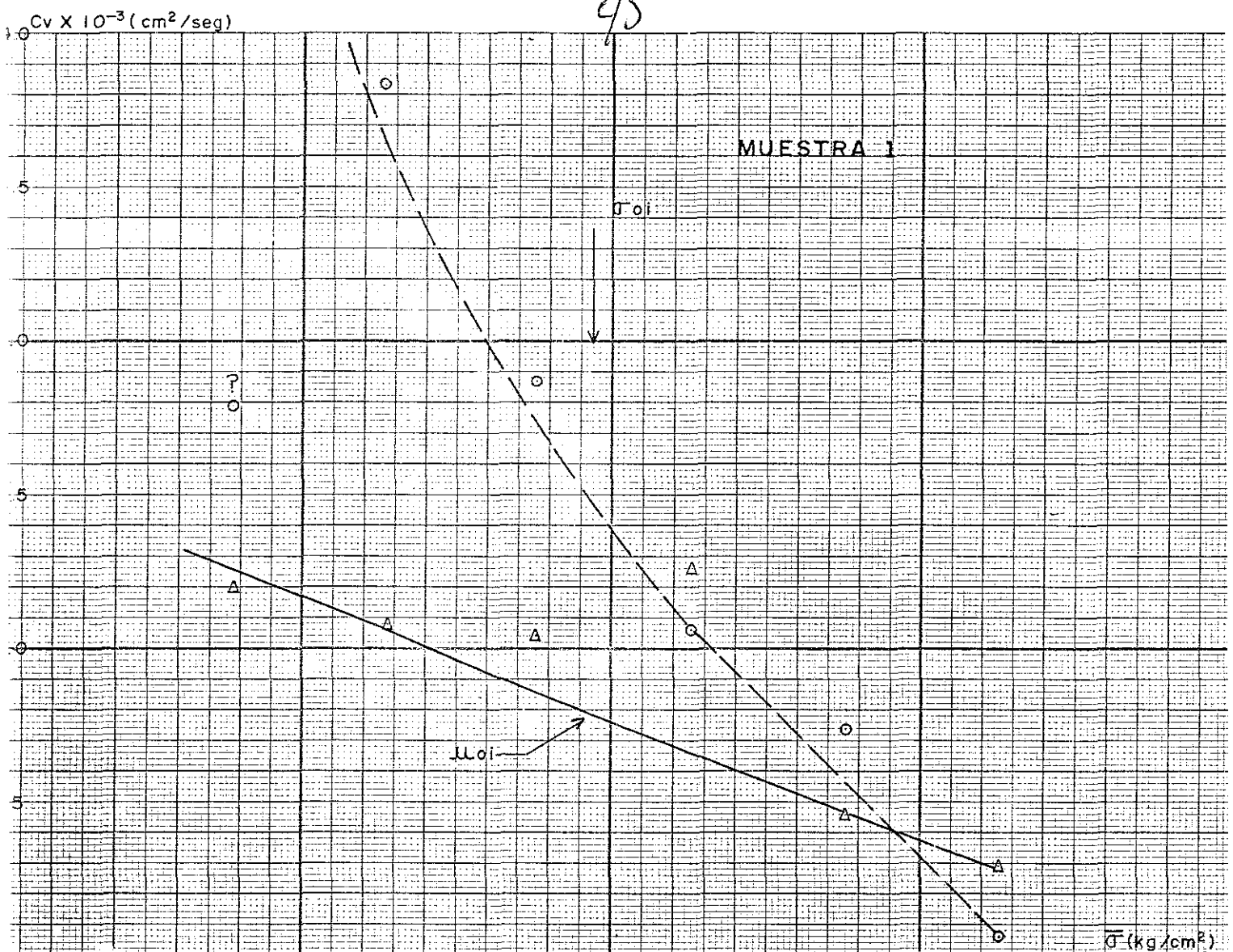


TESIS CON FALLA DE ORIGEN

σ (kg/cm²)

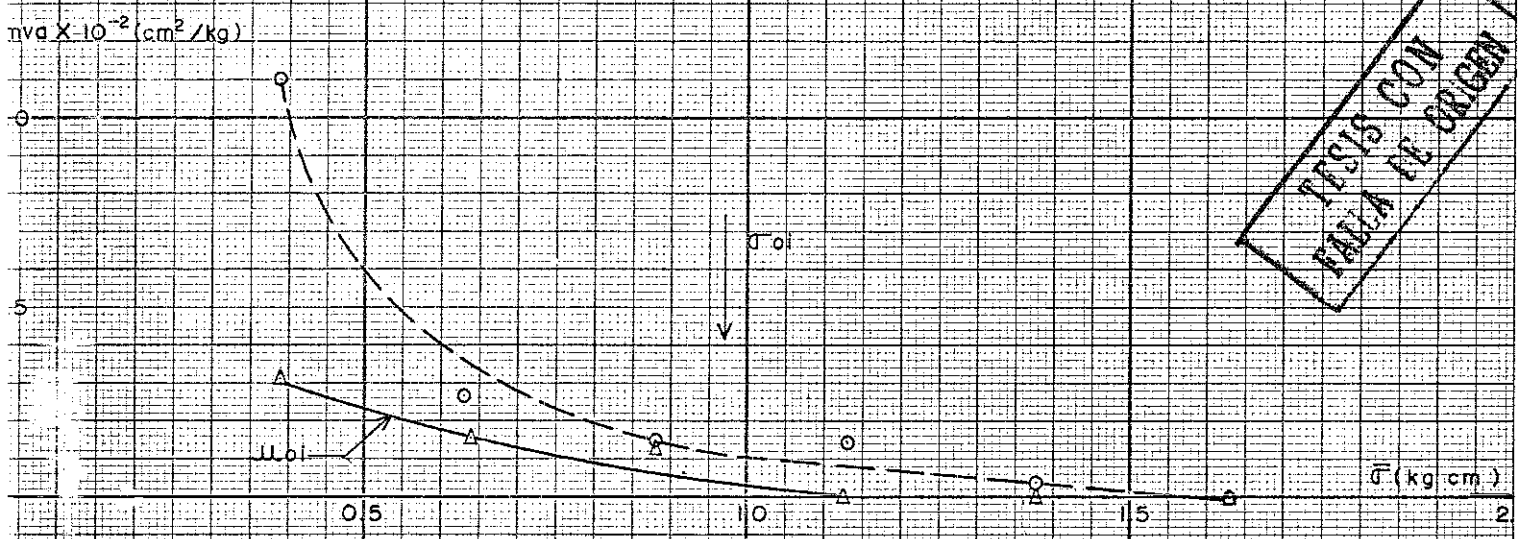
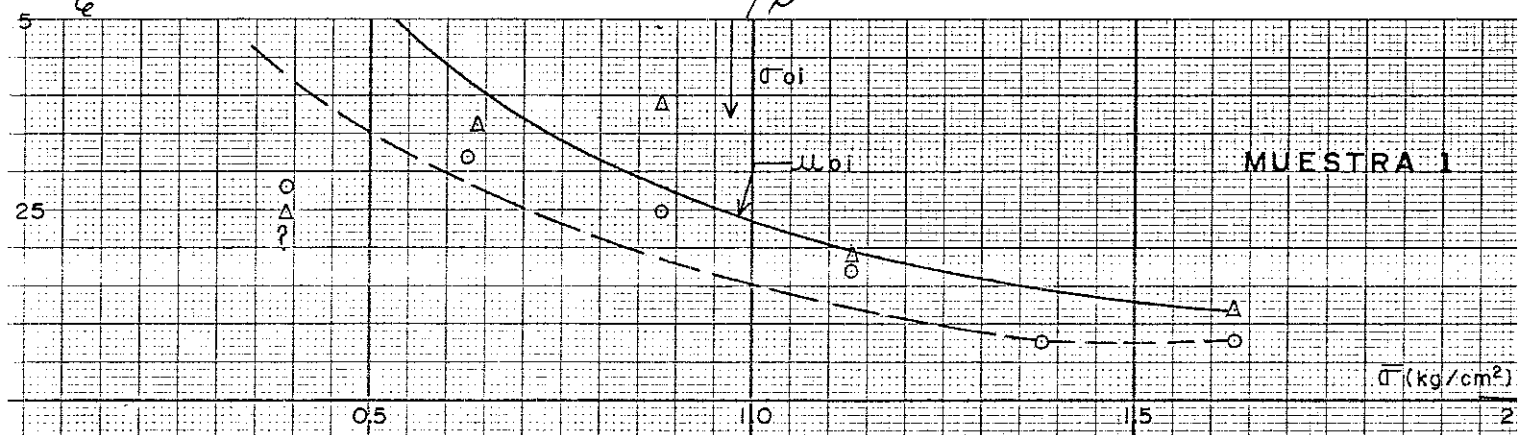
FIGURA 14

45

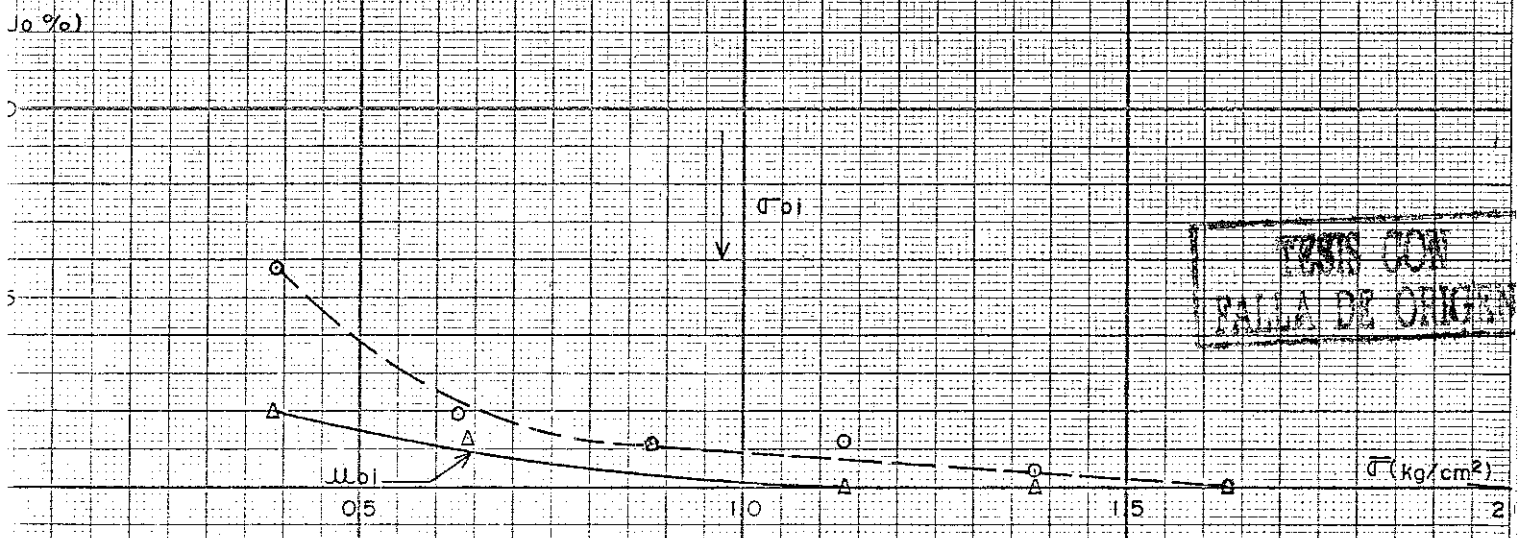


TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FIGURA 15



FOTOCOPIADO CON
FALLA DE ORIGEN



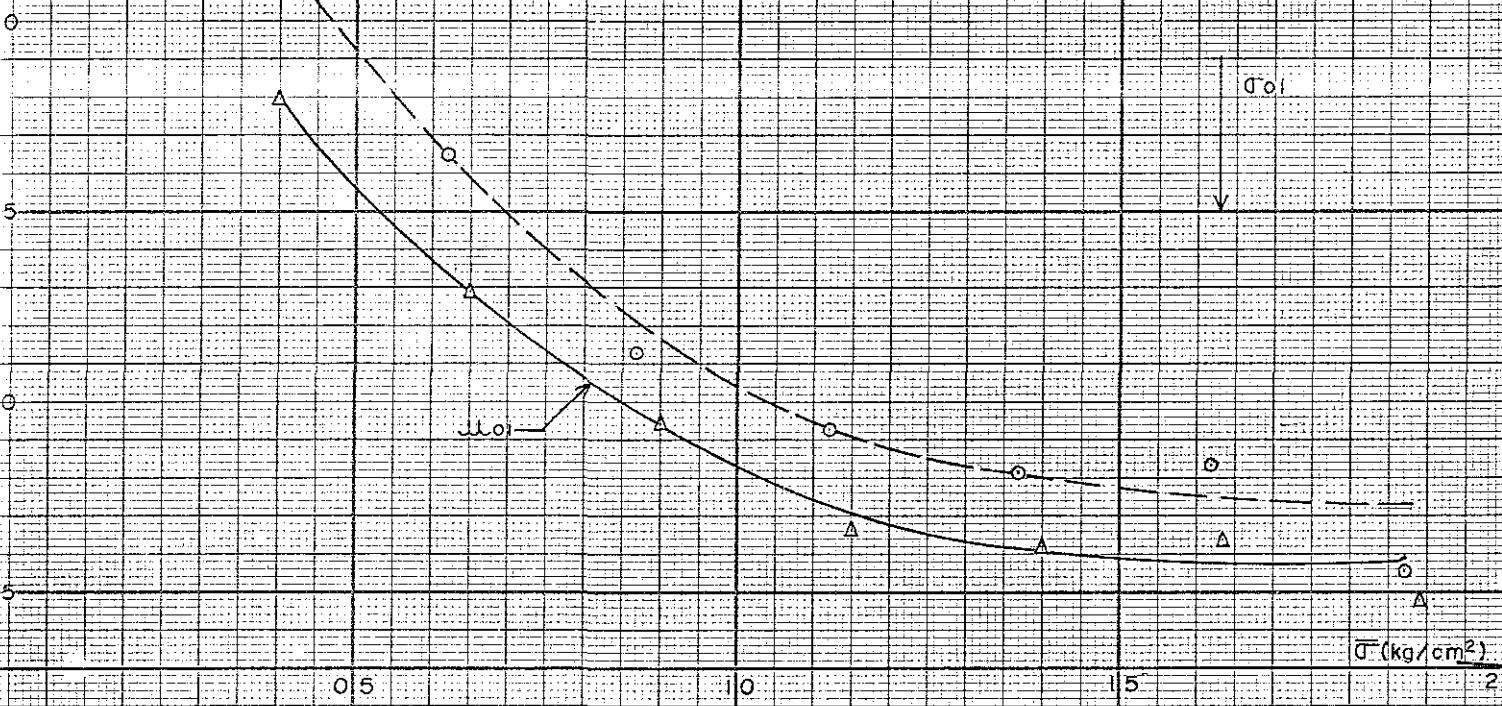
FOTOCOPIADO CON
FALLA DE ORIGEN

FIGURA 16

mv X 10⁻² (cm²/kg)

48

MUESTRA 2



mt X 10⁻² (cm²/kg)

TESIS CON
BARRA DE ORIGEN

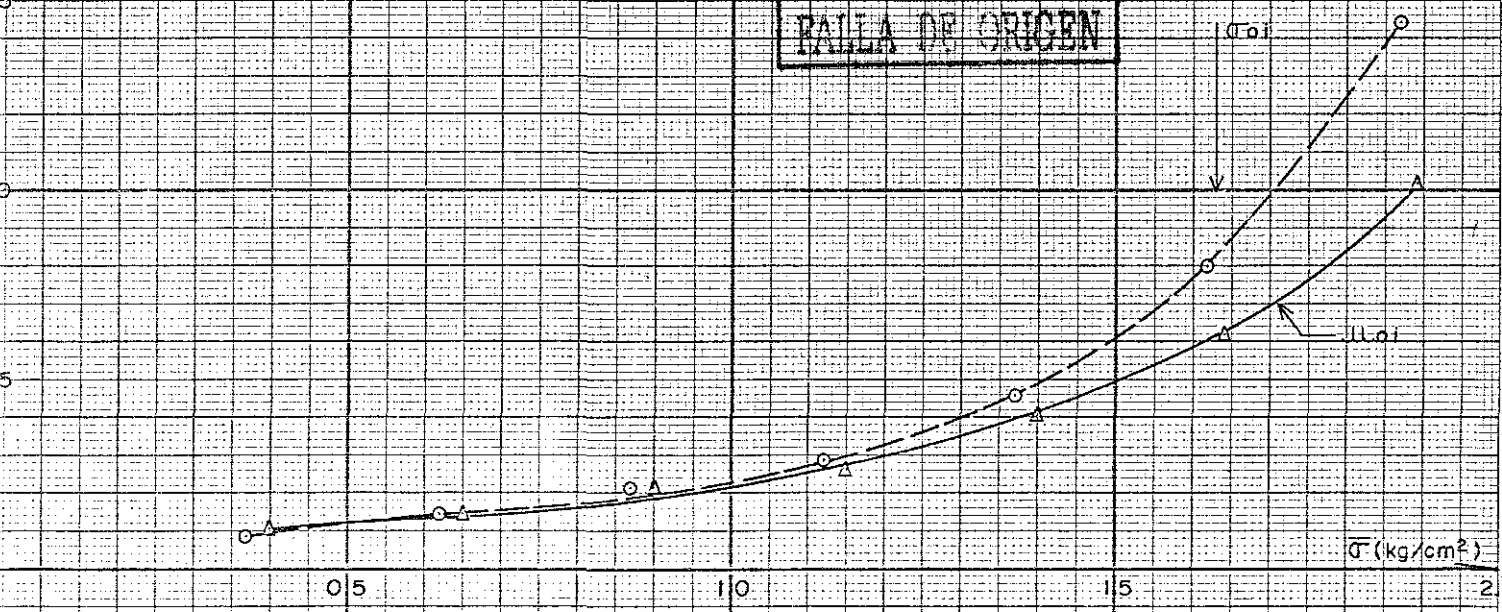


FIGURA 18

2/9

β

MUESTRA 2

TEXIS CON
PALLA DE ORIGEN

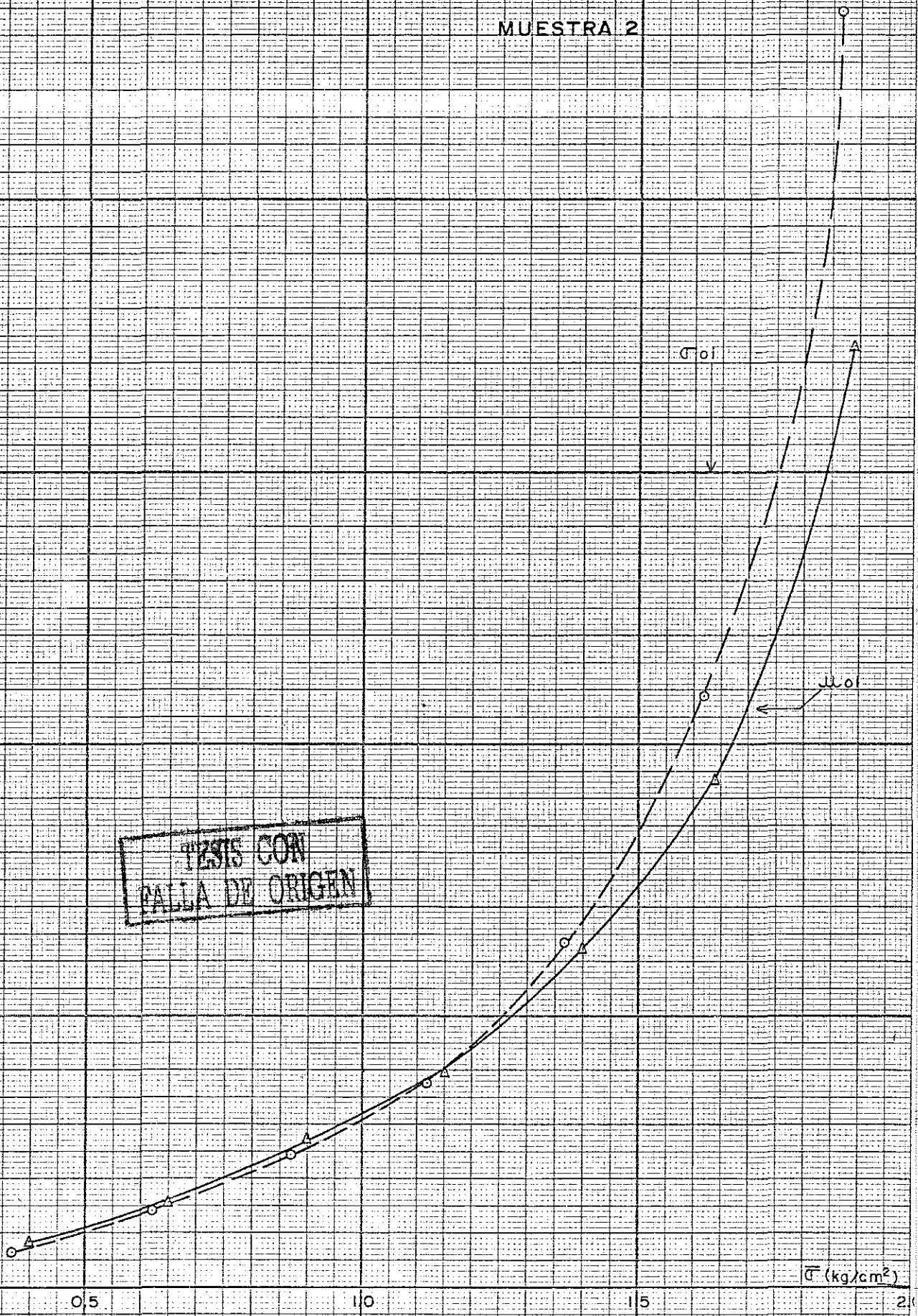
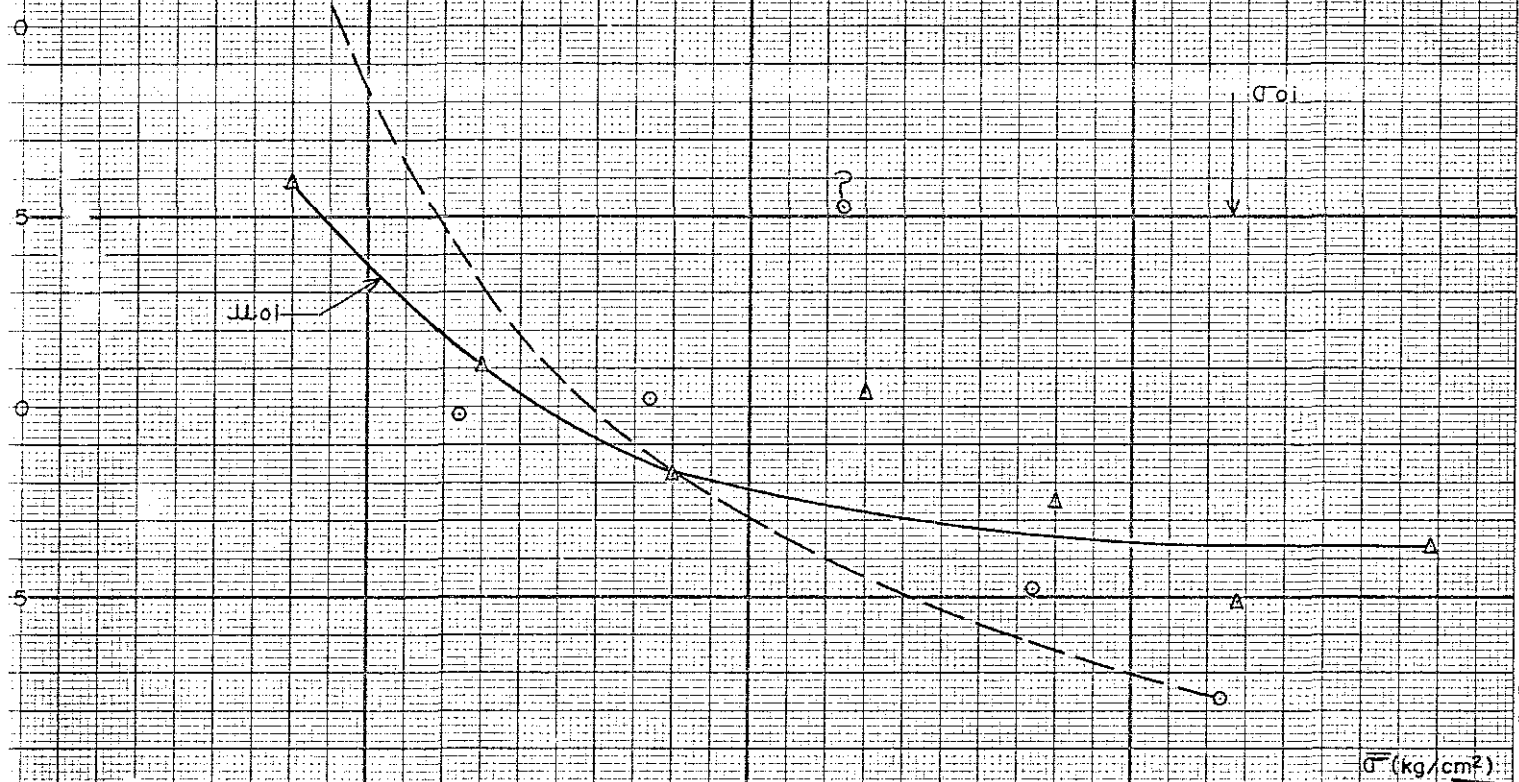


FIGURA 19

$C_v \times 10^{-3} \text{ (cm}^2/\text{kg)}$

MUESTRA 2



$\times 10^{-5} \text{ (cm/seg)}$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

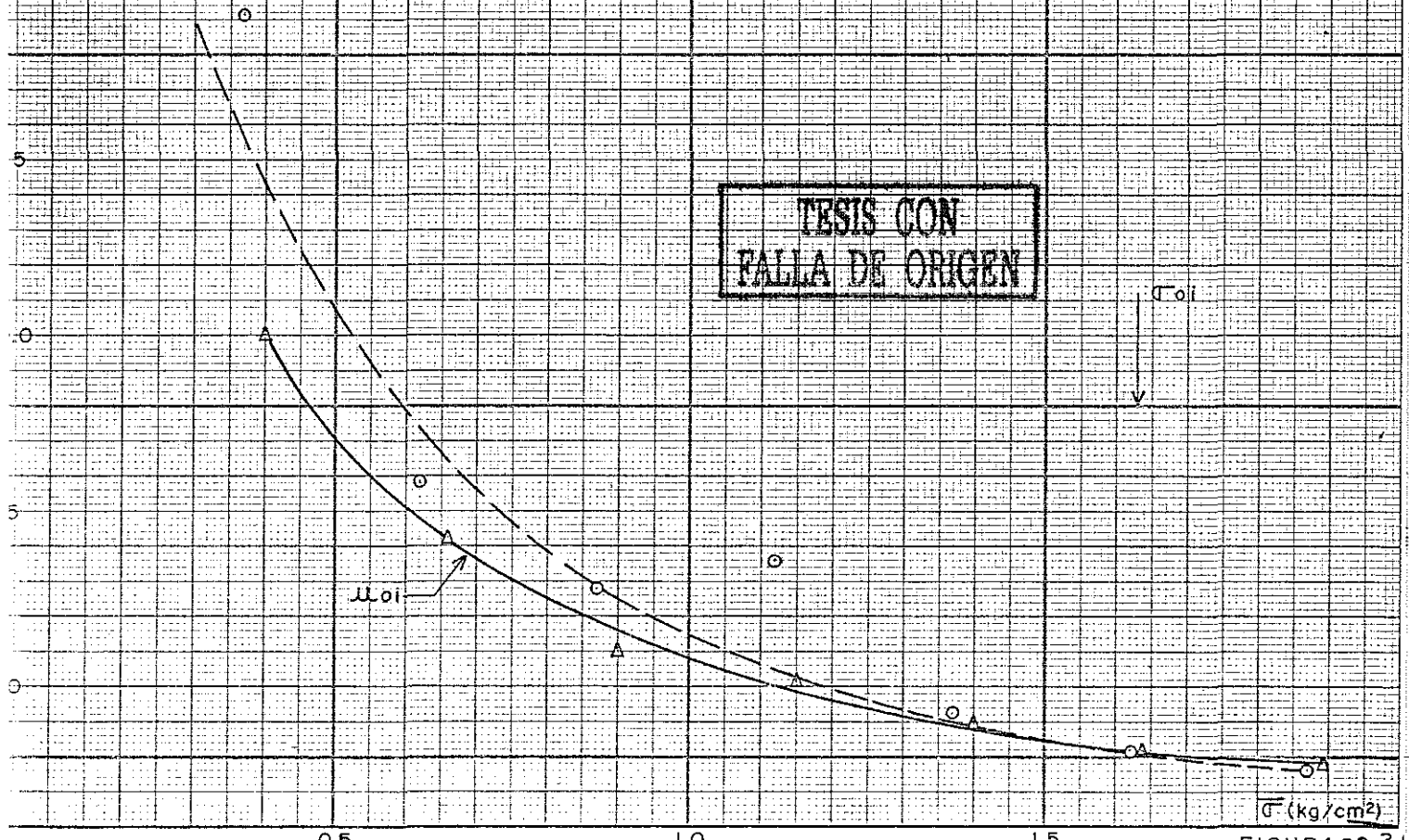


FIGURA 20 2.

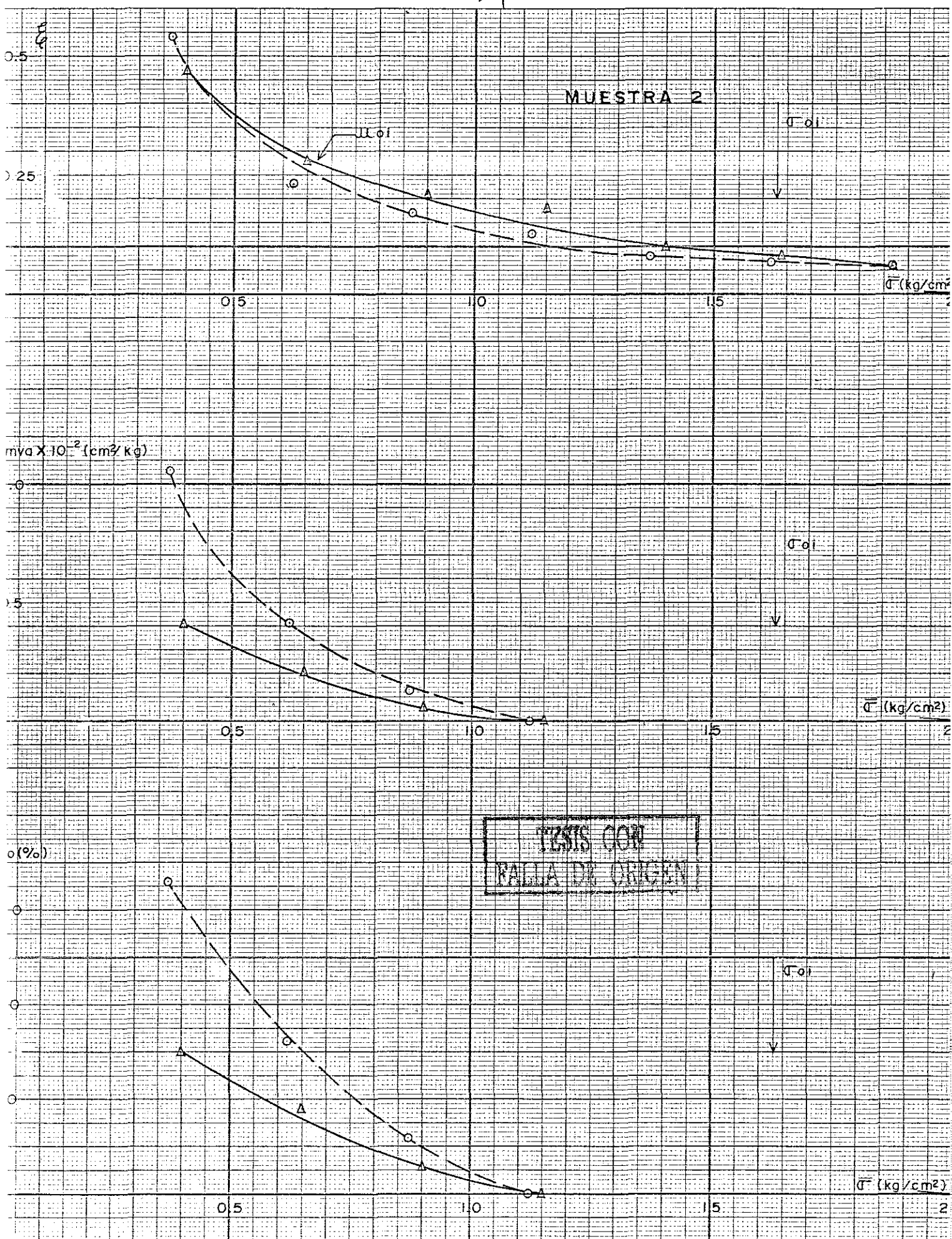


FIGURA 21

52

TESTE EN
FALLA DE ORIGEN

A N E X O A

Dr

A N E X O A

METODO DE DETERMINACION Y AJUSTE DE PARAMETROS.

En base a la figura 0A se explicará la determinación de los parámetros.

Debido a que la curva de consolidación para la primera mitad del proceso de consolidación primaria se ajusta a una parábola, se determinó el 0% teórico en base al siguiente proceso, se eligió un punto 1 en la curva, cercano al eje de las ordenadas, al cual corresponde en el eje de las abcisas un tiempo t_1 , se localizó el punto 2 correspondiente a un tiempo $t_2 = 4t_1$, la diferencia en ordenadas de estos dos puntos se trasladó sobre el punto 1, correspondiendo a esta ordenada el 0 % teórico de la consolidación, se hicieron varias determinaciones de este tipo, con diferentes puntos, situando el 0% de la consolidación en el promedio de estas determinaciones. En base a lo anterior, se determinó directamente el valor de la deformación del gas en los poros del suelo, δ_a .

La ecuación de consolidación de la teoría empleada (ver referencia 10), se expresa como:

$$\delta = \delta_v \cdot F(Tv) + C_t \cdot \log (1 + \xi Tv) \quad \dots (1A)$$

Al considerar el efecto del aire incluido en el suelo la expresión (1A) se modifica a:

$$\delta = \delta_a + \delta_v \cdot F(Tv) + C_t \cdot \log (1 + \xi Tv) \quad \dots (2A)$$

Dividiendo (2A) entre la altura de la probeta (2H):

$$\frac{\delta}{2H} = \frac{\delta_a}{2H} + \frac{\delta_v}{2H} \cdot F(Tv) + \frac{C_t}{2H} \log (1 + \xi Tv)$$

Pero:
$$\Delta \mathcal{E}_v = \frac{\delta \cdot A}{2H \cdot A}$$

Por lo que efectuando operaciones algebraicas, se obtiene:

$$\Delta \mathcal{E}_v = \frac{\Delta \mathcal{G}}{\Delta \mathcal{G}} \left[\frac{\delta a}{2H} + \frac{\delta v + \delta a - \delta a}{2H} \cdot F(Tv) + \frac{Ct}{2H} \log(1 + \xi Tv) \right]$$

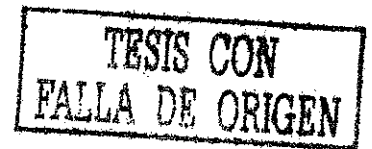
$$\Delta \mathcal{E}_v = \Delta \mathcal{G} \left[\frac{\delta a}{2H \cdot \Delta \mathcal{G}} + \left[\frac{\delta v + \delta a}{2H \cdot \Delta \mathcal{G}} - \frac{\delta a}{2H \cdot \Delta \mathcal{G}} \right] \cdot F(Tv) + \frac{Ct}{2H \cdot \Delta \mathcal{G}} \log(1 + \xi Tv) \right]$$

Pero:
$$mva = \frac{\delta a}{2H \cdot \Delta \mathcal{G}}$$

$$mv = \frac{\delta v + \delta a}{2H \cdot \Delta \mathcal{G}}$$

y:
$$mt = \frac{Ct}{2H \cdot \Delta \mathcal{G}}$$

} ... (3A)



De donde se llega finalmente a que:

$$\Delta \mathcal{E}_v = \Delta \mathcal{G} [mva + (mv - mva) F(Tv) + m_t \log(1 + \xi Iv)]$$

Sacando como factor común a mv:

$$\Delta \mathcal{E}_v = mv \Delta \mathcal{G} \left[\frac{mva}{mv} + \left(1 - \frac{mva}{mv}\right) F(Iv) + \frac{mt}{mv} \log(1 + \xi Iv) \right]$$

Y ya que:
$$\%Uo = \frac{mva}{mv}$$

Y:
$$\beta = \frac{mt}{mv}$$

} ... (4A)

Entonces:

$$\Delta \mathcal{E}_v = mv \Delta \mathcal{G} [\%Uo + (1 - \%Uo) F(Iv) + \beta \log(1 + \xi Tv)]$$

Que coincide con la expresión (10) del capítulo III

La ecuación (2A) también se puede escribir como:

$$\delta = \delta_a + \delta_v F(Iv) + C_t \log (1+t/Z) \dots(5A)$$

El valor de C_t se obtiene al valuar la pendiente de la curva en la zona recta de la ley logarítmica, es decir:

$$C_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log (t_2/t_1)} \dots(6A)$$

Para un valor de $Iv \approx 2.0$, $F(Iv) = 1$ que corresponde al lugar donde la curva de consolidación sufre una inflexión en su curvatura, a ese punto se le designa por B con coordenadas (δ_b , t_b); se escoge otro punto F (δ_f , t_f) al final de la zona recta en escala semilog de la compresión secundaria. Con los valores de las coordenadas de los puntos anteriores, se puede obtener:

$$Z = \frac{e^a t_f - t_b}{1 - e^a} \dots(7A)$$

$$a = 2.31 (\delta_b - \delta_f) / C_t$$

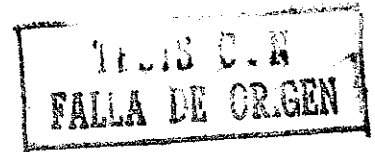
Con Z se calcula δ_v :

$$\delta_v = \delta_b - C_t \log (1 + \frac{t_b}{Z}) \dots(8A)$$

Como primera aproximación para el valor de C_v se emplea la abcisa del valor $\delta_v/2$, como t_{50} , que corresponde al 50% de compresión primaria, de donde $Iv = 0.2$, y:

$$C_v = 0.2 H^2 / t_{50} \dots(9A)$$





A continuación se calcula:

$$\xi = H^2 / (2Cv) \quad \dots(10A)$$

Y se calcula la deformación del 50% de consolidación:

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_t \log (1+0.2\xi) \quad \dots(11A)$$

Con la abcisa de δ_{50} , es decir t_{50} se recalcula C_v y ξ . Se repite el proceso empleando (11A) con lo que se obtiene un valor mejorado de δ_{50} . Se prosigue iterando hasta que los valores de C_v y ξ ya no cambien sustancialmente.

A continuación se calculan los valores de m_{va} , m_v , m_t , β y γ_w definidos en (3A) y (4A), respectivamente, hay que aclarar que el valor $2H$ empleado en (3A) corresponde al espesor medio de la probeta durante el incremento ΔV .

Por último puede calcularse el valor del coeficiente de permeabilidad:

$$k = mv \cdot Cv \cdot \gamma_w \quad \dots(12A)$$

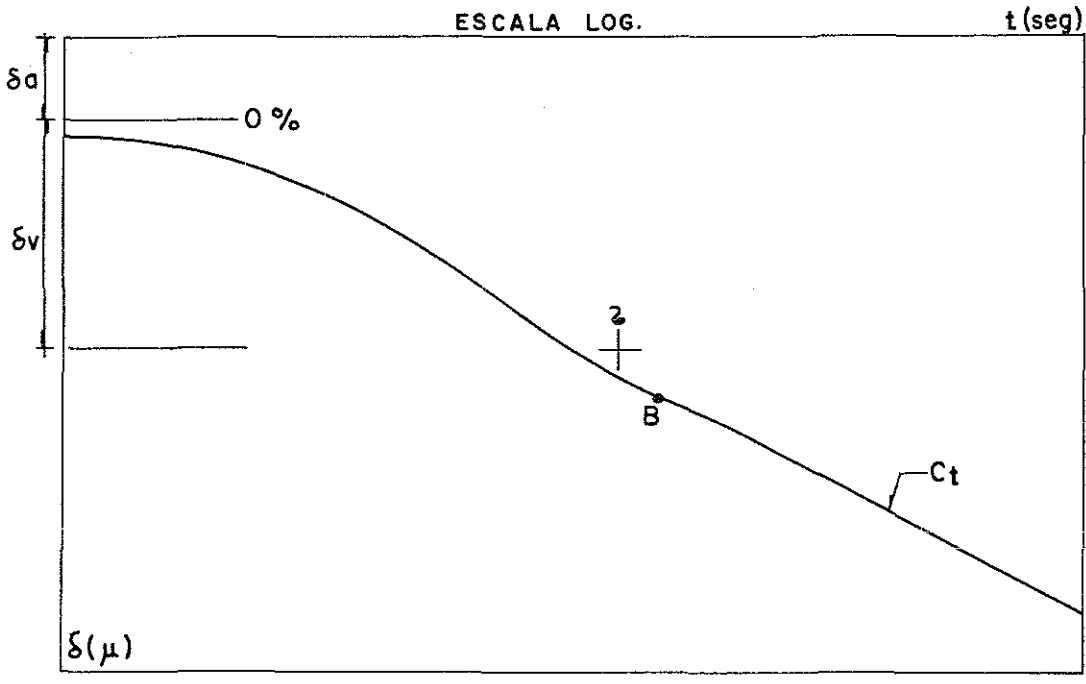
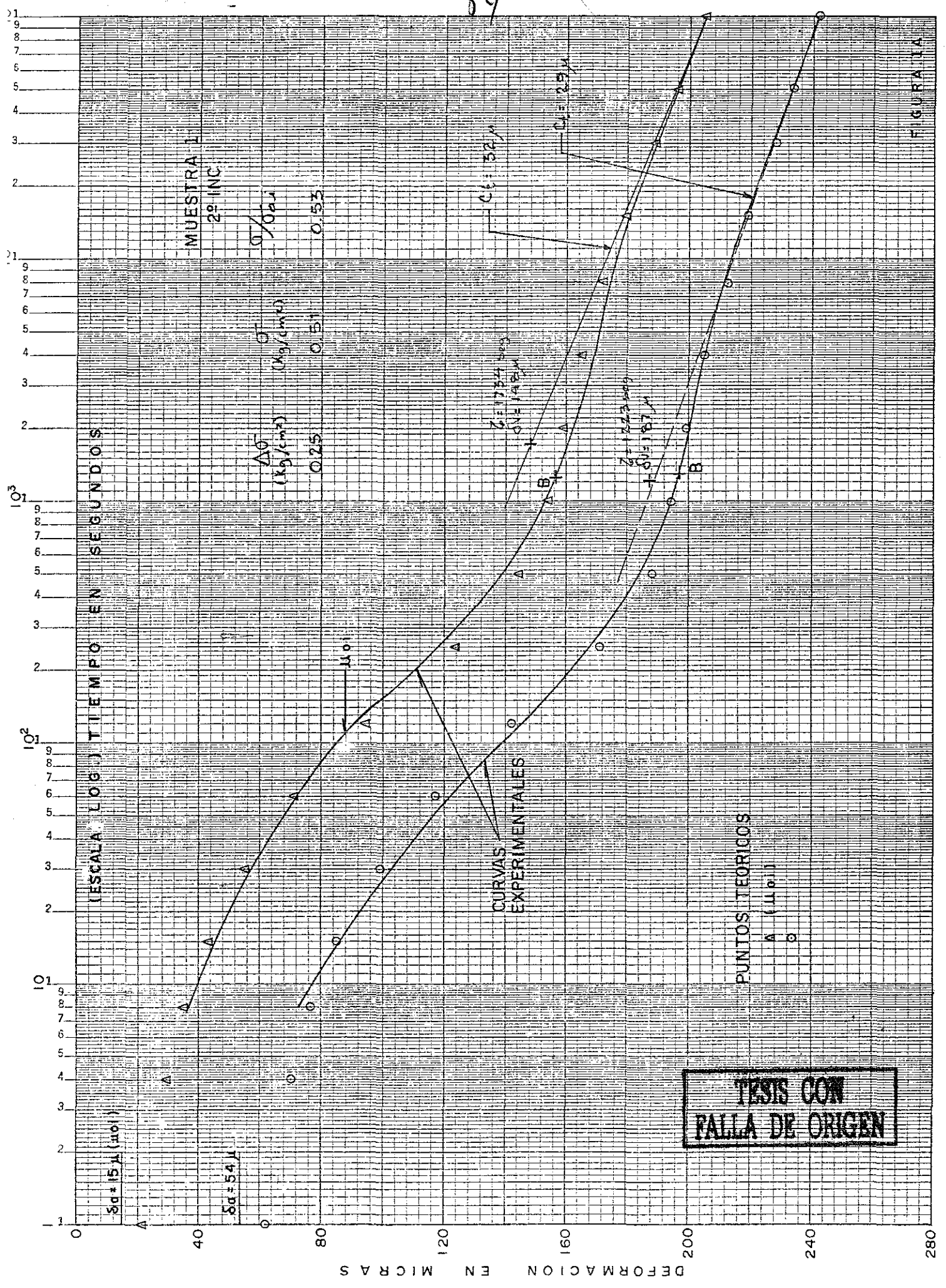


FIGURA OA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

54



FIGURA

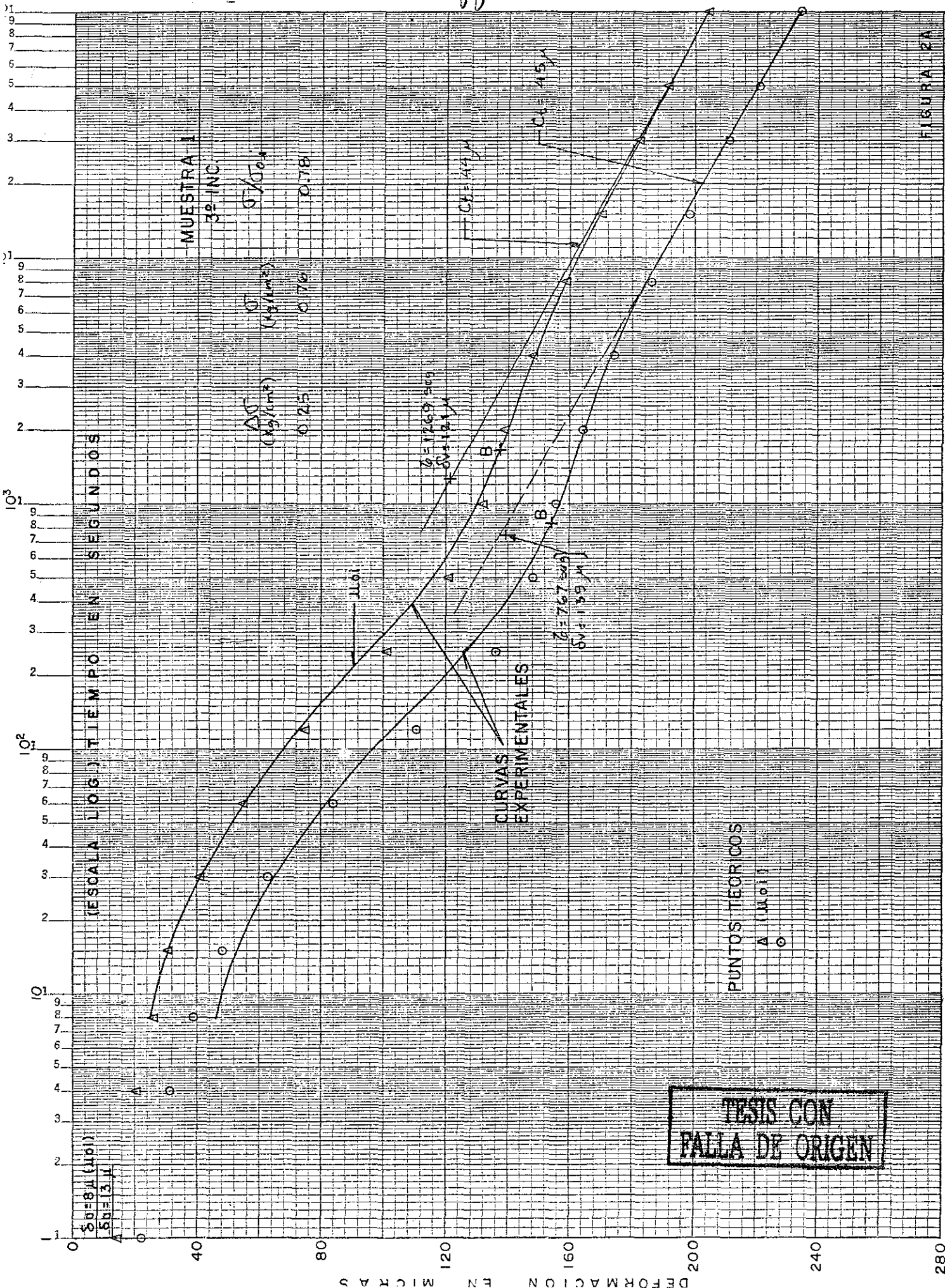
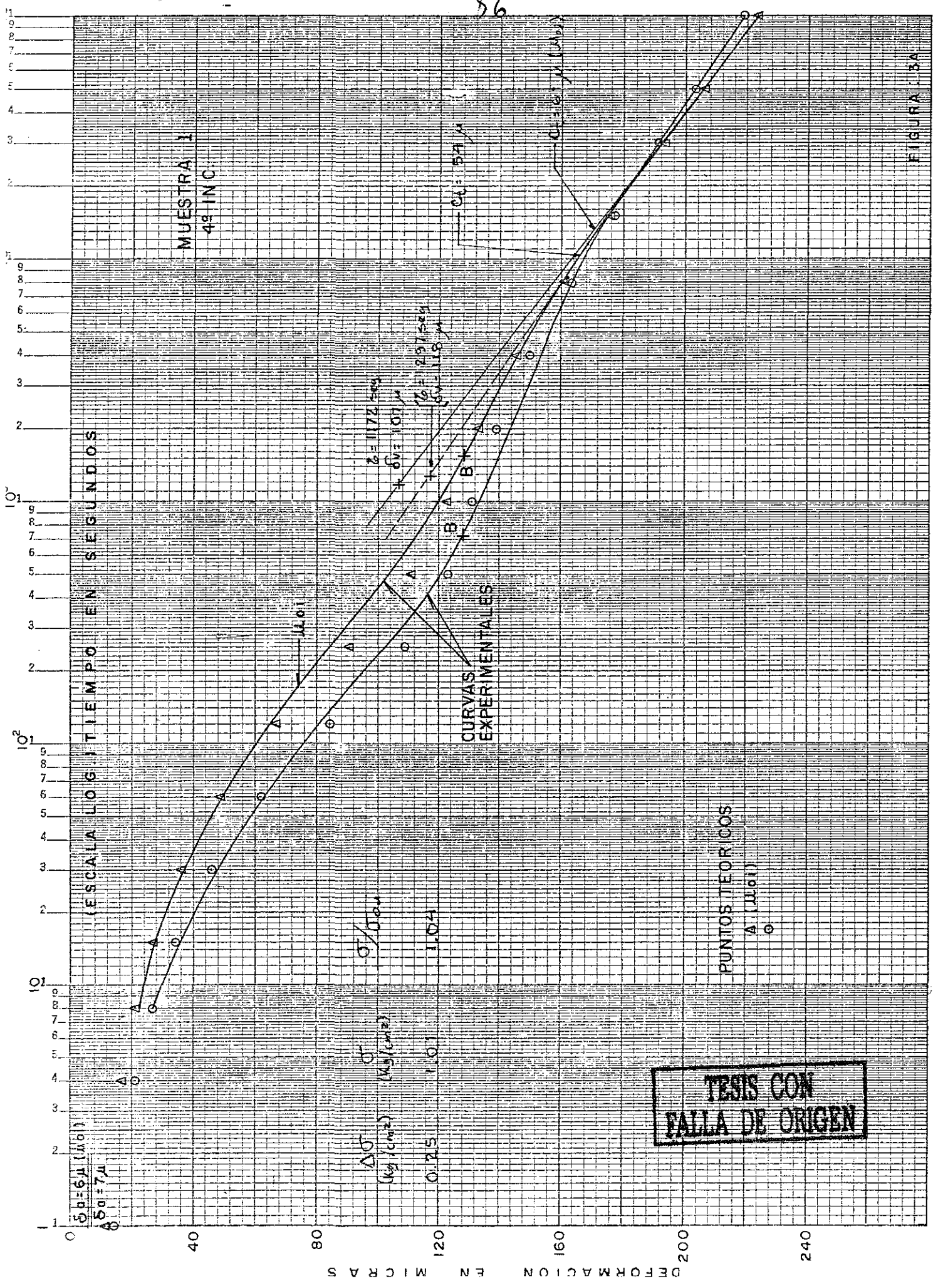
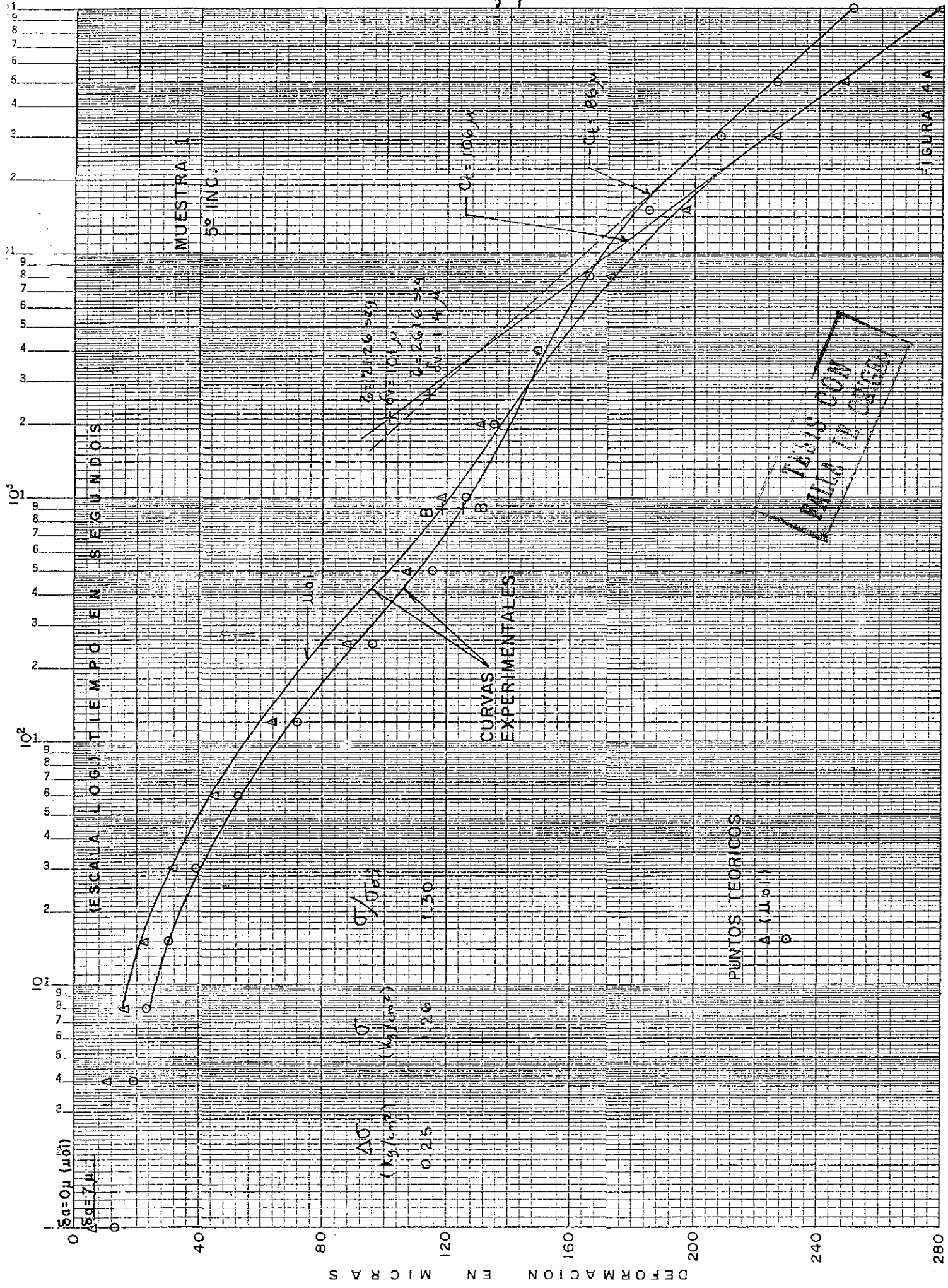


FIGURA 2A





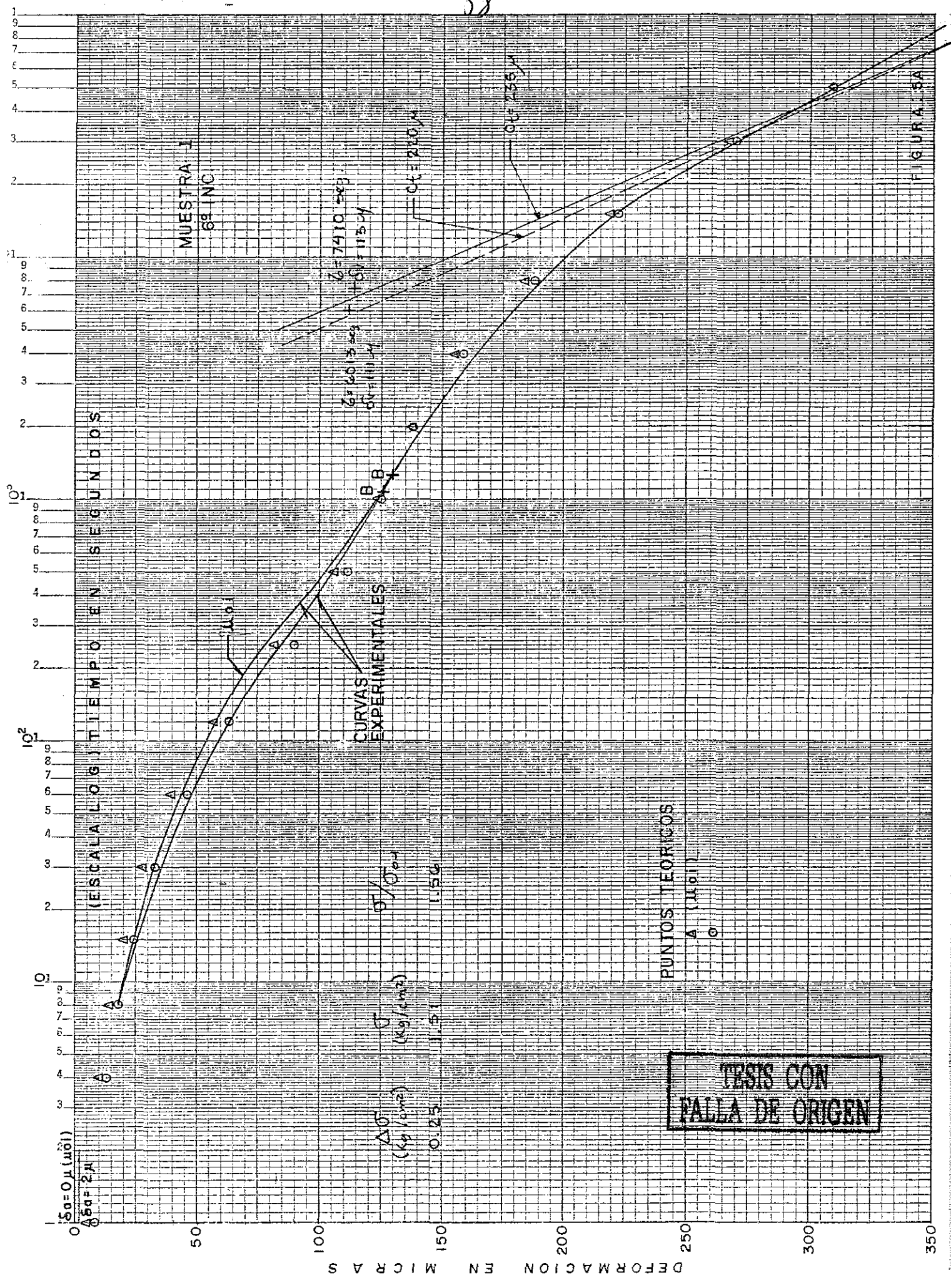


FIGURA 5A

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

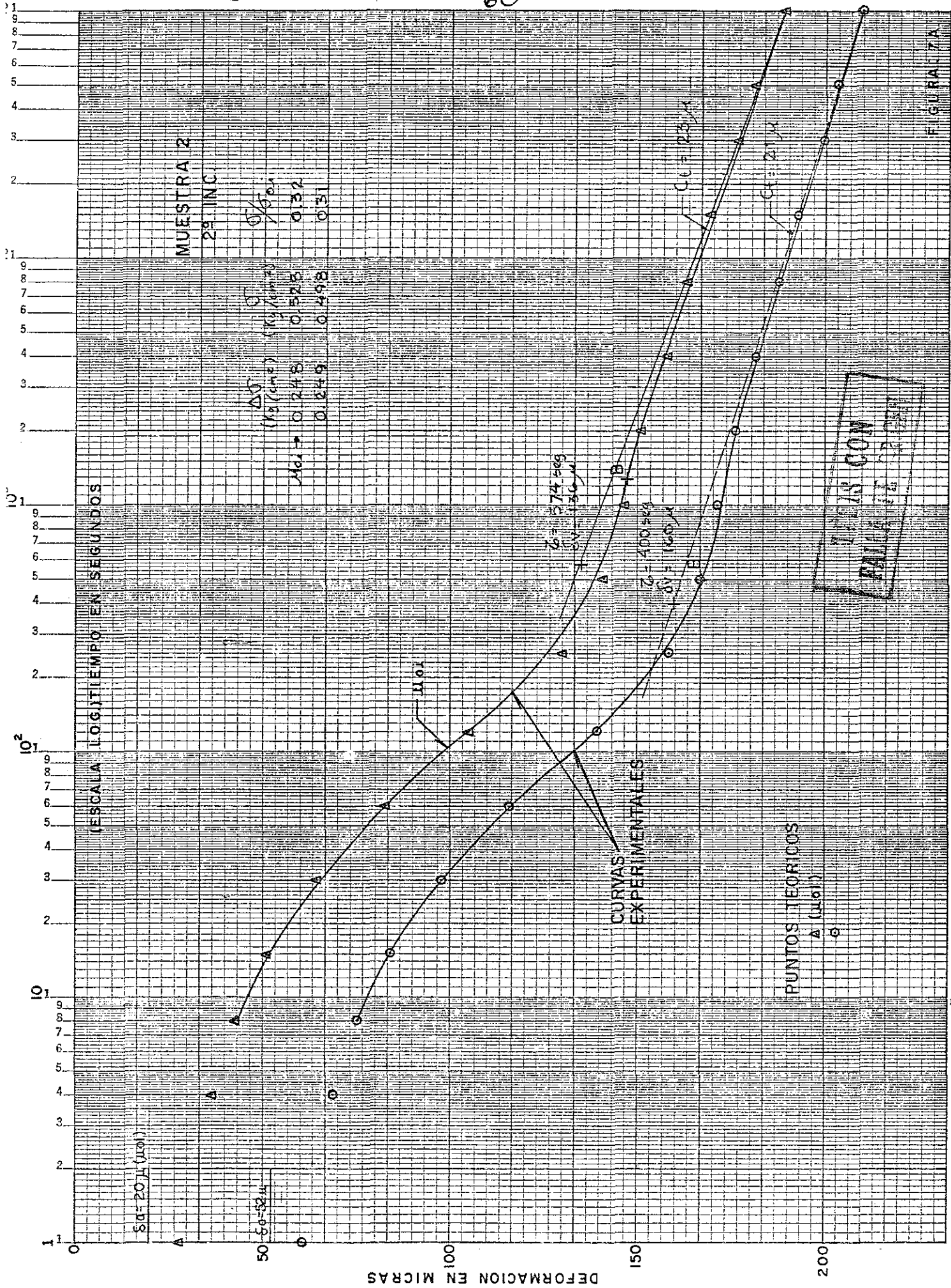
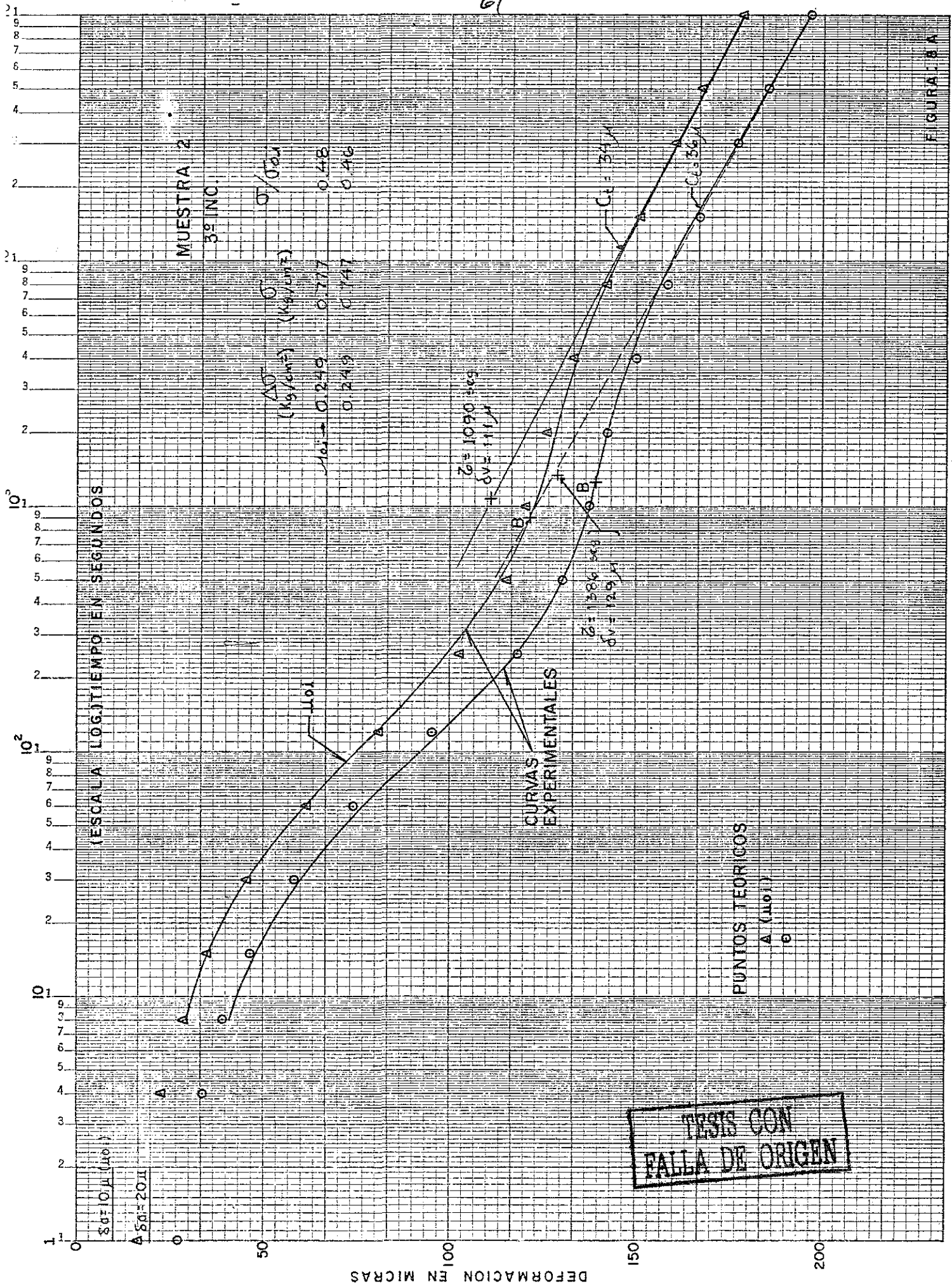
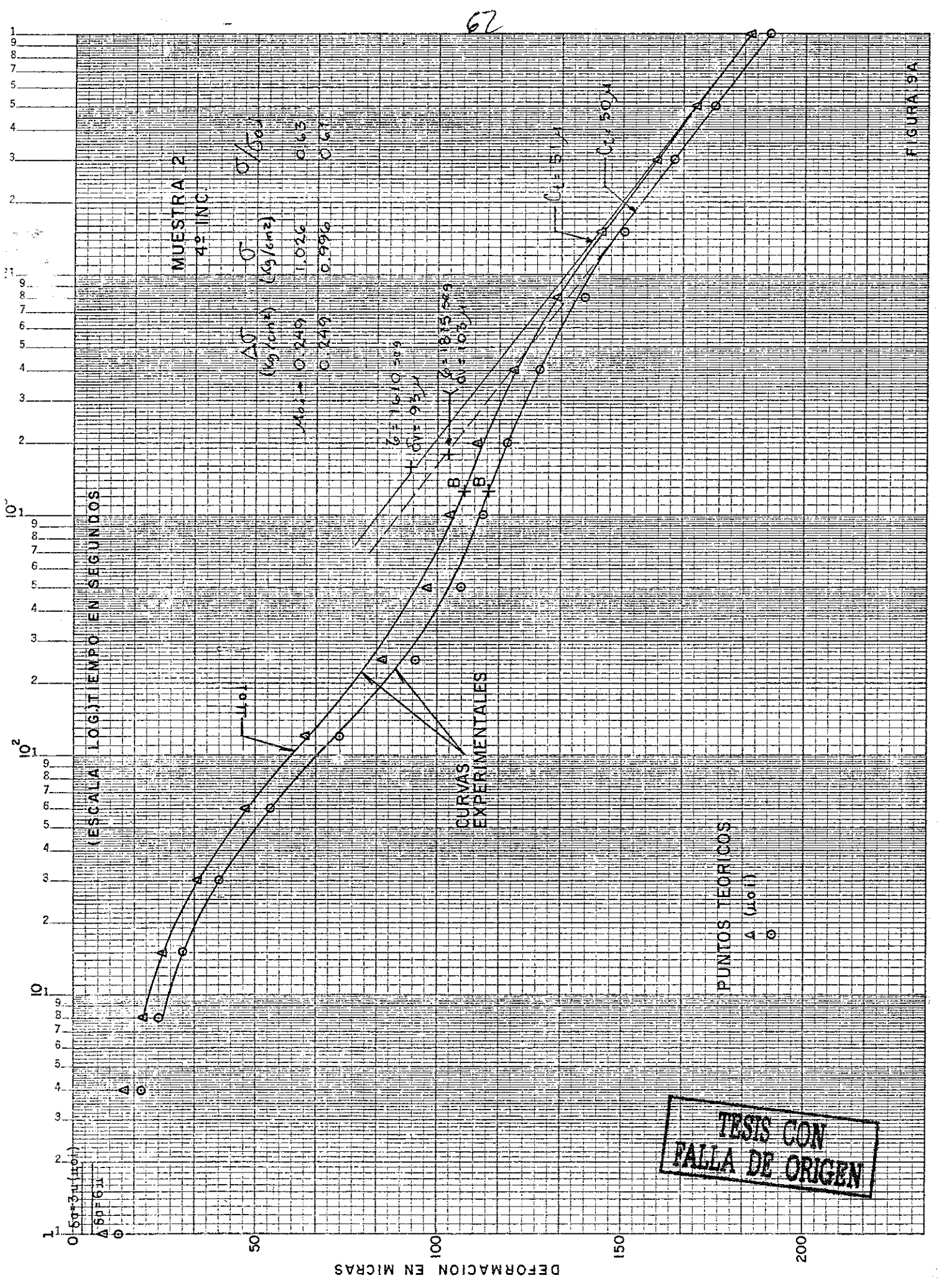
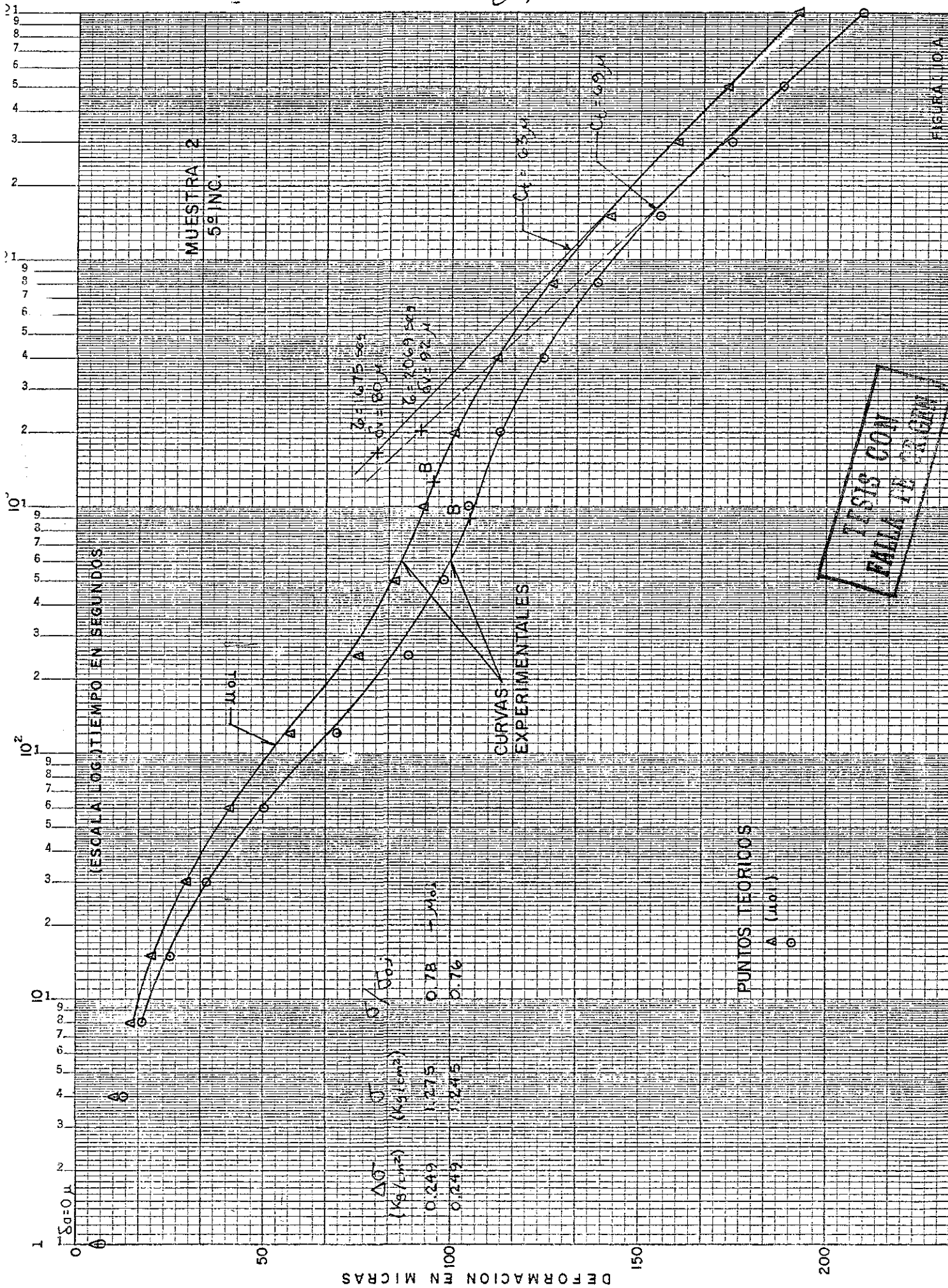


FIGURA 7A



TESIS CON FALLA DE ORIGEN





TESIS CON
FALLA DE CALIFICACION

MUESTRA 2
6° INC

(ESCALA LOG.) TIEMPO EN SEGUNDOS

1

0.8

0.7

0.6

0.5

0.4

0.3

0.2

0.1

0.05

0.02

0.01

0.005

0.002

0.001

0.0005

0.0002

0.0001

0.00005

0.00002

0.00001

0.000005

0.000002

0.000001

0.0000005

0.0000002

0.0000001

0.00000005

0.00000002

0.00000001

0.000000005

0.000000002

0.000000001

0.0000000005

0.0000000002

0.0000000001

0.00000000005

0.00000000002

0.00000000001

0.000000000005

0.000000000002

0.000000000001

0.0000000000005

0.0000000000002

0.0000000000001

0.00000000000005

0.00000000000002

0.00000000000001

0.000000000000005

0.000000000000002

0.000000000000001

0.0000000000000005

0.0000000000000002

0.0000000000000001

0.00000000000000005

0.00000000000000002

0.00000000000000001

0.000000000000000005

0.000000000000000002

0.000000000000000001

0.0000000000000000005

0.0000000000000000002

0.0000000000000000001

0.00000000000000000005

0.00000000000000000002

0.00000000000000000001

0.000000000000000000005

0.000000000000000000002

0.000000000000000000001

0.0000000000000000000005

0.0000000000000000000002

0.0000000000000000000001

0.00000000000000000000005

0.00000000000000000000002

0.00000000000000000000001

0.000000000000000000000005

0.000000000000000000000002

0.000000000000000000000001

0.0000000000000000000000005

0.0000000000000000000000002

0.0000000000000000000000001

0.00000000000000000000000005

0.00000000000000000000000002

0.00000000000000000000000001

0.000000000000000000000000005

0.000000000000000000000000002

0.000000000000000000000000001

0.0000000000000000000000000005

0.0000000000000000000000000002

0.0000000000000000000000000001

0.00000000000000000000000000005

0.00000000000000000000000000002

0.00000000000000000000000000001

0.000000000000000000000000000005

0.000000000000000000000000000002

0.000000000000000000000000000001

0.0000000000000000000000000000005

0

10

20

30

40

50

60

70

80

90

100

110

120

130

140

150

160

170

180

190

200

210

220

230

240

250

260

270

280

290

300

310

320

330

340

350

360

370

380

390

400

410

420

430

440

450

460

470

480

490

500

510

520

530

540

550

560

570

580

590

600

610

620

630

640

650

660

670

680

690

700

710

720

730

740

750

760

770

780

790

800

810

820

830

840

850

860

870

880

890

900

910

920

930

940

950

960

970

980

990

1000

1010

1020

1030

1040

1050

1060

1070

1080

1090

1100

1110

1120

1130

1140

1150

1160

1170

1180

1190

1200

1210

1220

1230

1240

1250

1260

1270

1280

1290

1300

1310

1320

1330

1340

1350

1360

1370

1380

1390

1400

1410

1420

1430

1440

1450

1460

1470

1480

1490

1500

1510

1520

1530

1540

1550

1560

1570

1580

1590

1600

1610

1620

1630

1640

1650

1660

1670

1680

1690

1700

1710

1720

1730

1740

1750

1760

1770

1780

1790

1800

1810

1820

1830

1840

1850

1860

1870

1880

1890

1900

1910

1920

1930

1940

1950

1960

1970

1980

1990

2000

2010

2020

2030

2040

2050

2060

2070

2080

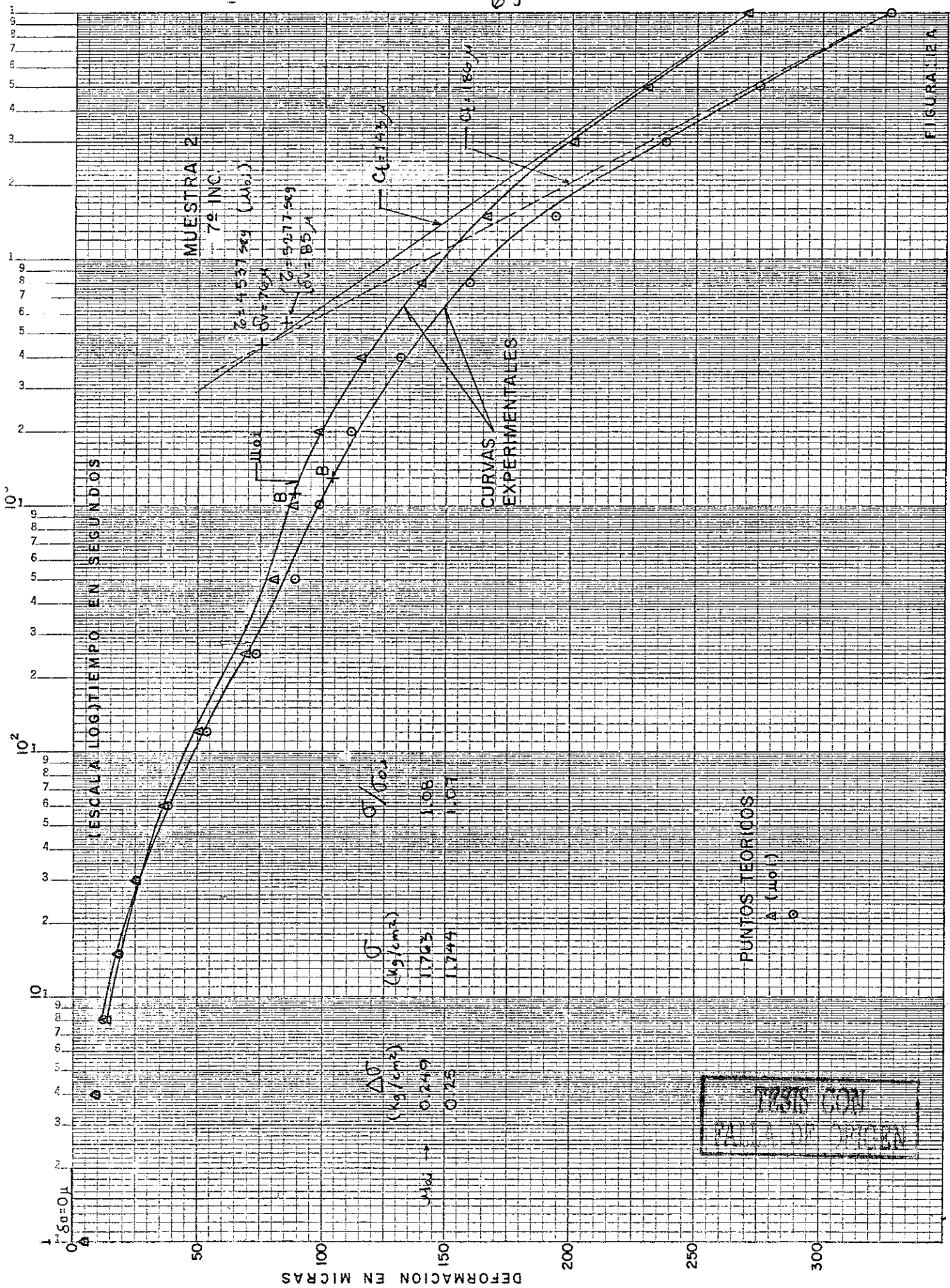
2090

2100

2110

2120

2130



TEST CON
FALLA DE ORIGIN

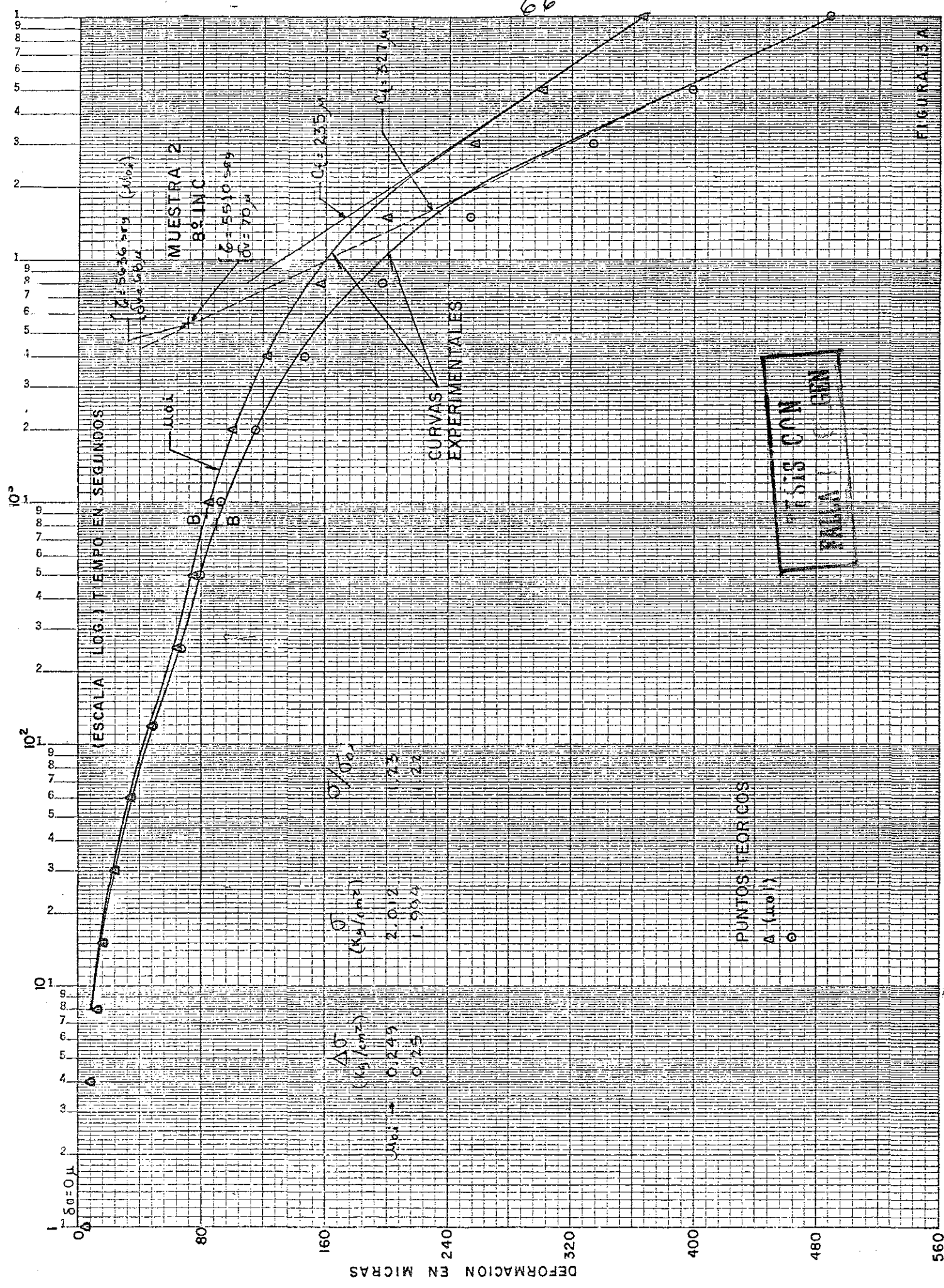


FIGURA 3A

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA