

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

TESIS CON
FALLA DE CÉLULA

01/49

23

INFLUENCIA DE LOS INCREMENTOS DE ESFUERZO PARA
REALIZAR LA PRUEBA DEL ODOMETRO

T E S I S

que presenta

XIANGYUE LI

para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(Mecánica de Suelos)

J U R A D O

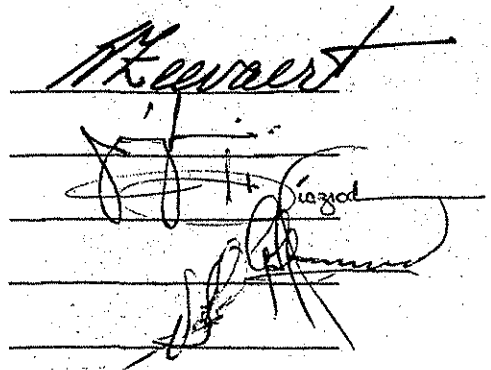
DR. LEONARDO ZEEVAERT WIECHERS

DR. EULALIO JUAREZ BADILLO

DR. J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

ING. GUILLERMO SPRINGALL CARAM

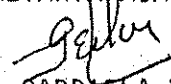
M EN I VICTOR PORRAS SILVA



EL COORDINADOR DE LA SECCION


DR. J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

LA SECRETARIA ACADEMICA


M en I. GABRIELA MOELLER CHAVEZ

Cd. Universitaria, D.F. a 18 de abril de 1985



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.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento al Dr. Leonardo Zeevaert por transmitirme sus experiencias y conocimientos, así por revisar constantemente el trabajo de esta tesis.

Agradezco al distinguido cuerpo de sinodales por su revisión del manuscrito de la tesis.

Agradezco al Ing. Víctor González y la M.I. Eloisa E. Rey por sus valiosas ayudas en el trabajo del laboratorio.

CONTENIDO

LISTA DE FIGURAS	iv
CAPITULO I INTRODUCCION	1
CAPITULO II COMPORTAMIENTO CUALITATIVO DE LA ESTRUCTURA DEL SUELO	7
II.1 Efecto Viscoso Intergranular	7
II.2 Influencia de los Incrementos de Esfuerzo	10
CAPITULO III REVISION DE ESTUDIOS PREVIOS	15
III.1 Estudios Teóricos de la viscosidad Intergranular.	15
III.2 Investigaciones de Laboratorio de Influencia de los Incrementos de Esfuerzo.	21
III.3 Comentarios	23
CAPITULO IV TEORIAS DE CONSOLIDACION	31
IV.1 Teoría de Consolidación de Terzaghi	32
IV.2 Teoría de Consolidación en Suelos que Exhiben Viscosidad Intergranular.	40

CAPITULO V	TRABAJOS DE INVESTIGACION EN EL LABORATORIO.	49
V.1	Programa de Pruebas del Odómetro.	49
V.2	Características del Material Ensayado	51
V.3	Equipo Utilizado	54
V.4	Procedimiento de Prueba	55
CAPITULO VI	RESUMEN E INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS.	62
VI.1	Características de Compresibilidad del Suelo.	62
VI.2	Parámetros de Consolidación.	64
VI.3	Comentarios sobre las Pruebas	69
CAPITULO VII	CONCLUSIONES	82
CAPITULO VII	RECOMENDACIONES	91
VIII.1	Programación de Carga.	91
VIII.2	Preparación de Muestras	91
VIII.3	Equipos y Montaje	93
VIII.4	Realización de Prueba	94
VIII.5	Presentación de Resultados	95
VIII.6	Futuros Estudios.	96
REFERENCIAS		97

APENDICE A	PROCEDIMIENTO DE PRUEBA DEL ODOMETRO.	100
APENDICE B	RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DEL ODOMETRO.	106
APENDICE C	NOTACIONES	168

W

LISTA DE FIGURAS

No. de Figura		Pág.
II-1	Viscosidad Intergranular	13
II-2	Esquema de la Estructura de Suelo	14
III-1	Modelo de Tan	27
III-2	Solución de Tan	27
III-3	Modelo de Marayama y Shibata	28
III-4	Modelo de Wahls	28
III-5	Solución de Wahls	29
III-6	Efecto del Esfuerzo de Cuasi-Preconsolidación.	29
III-7	Curva de Asentamiento	30
IV-1	Modelo de Kelvin - Terzaghi	48
IV-2	Modelo Reológico de Consolidación	48
V- 1	Esquema del Odómetro	60
VI-1	Curvas de Compresibilidad	72
VI-2	Curvas de Compresibilidad	73
VI-3	m_v vs. σ	74

No. de Figura		Pág.
VI-4	$m_t(\log)$ vs. $\sigma(\log)$	75
VI-5	$\beta(\log)$ vs. $\sigma(\log)$	76
VI-6	C_v vs. σ	77
VI-7	k vs. σ	78
VI-8	$\xi(\log)$ vs. σ	79
VI-9	$\beta(\log)$ vs. $(\sigma/\sigma_b)(\log)$	80
VI-10	Efecto del Remoldeo	81
A-1	Compresibilidad del Equipo	104
A-2	Relación de Cargas	105
B-1 a B-6	Curvas de Compresibilidad	111-116
B-7 a B-17	Curvas de Consolidación - Prueba P-10	117-127
B-18 a B-28	Curvas de Consolidación - Prueba P-8	128-138
B-29 a B-37	Curvas de consolidación - Prueba P-6	139-147
B-38 a B-42	Curvas de consolidación - Prueba P-4	148-152
B-43 a B-46	Curvas de Consolidación - Prueba P-3	153-156
B-47 a B-51	Curvas de Consolidación - Prueba P-C	157-161

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

El análisis del asentamiento de estructuras y obras de tierra es uno de los problemas fundamentales en Mecánica de Suelos. Los métodos para estimar el asentamiento, o bien, la compresión en función del tiempo en suelos finos, se basan en el entendimiento del proceso de consolidación.

La consolidación del suelo saturado es un proceso de reducción gradual del volumen en que se produce una disminución del contenido de agua. Terzaghi fue el primero que estudió este fenómeno y desarrolló la teoría conocida como Teoría de la Consolidación con la cual se puede cuantificar tal fenómeno. Al mismo tiempo, Terzaghi diseñó un aparato con que se realizan pruebas de laboratorio en muestras del suelo para determinar los parámetros requeridos en la teoría; este aparato fue llamado originalmente por Terzaghi odómetro y en la actualidad se le conoce también por consolidómetro; el ensayo hecho en el laboratorio con el odómetro se llama prueba del odómetro o prueba de consolidación.

Esta prueba se lleva a cabo aplicando cargas vertica-

les por incrementos sobre la probeta del suelo contenido en un anillo, así, se obtiene desplazamiento vertical o cambio de volumen para el nivel de esfuerzo aplicado en cada incremento, de donde se determina la compresibilidad volumétrica del suelo; no obstante, durante la aplicación de cada uno de los incrementos de carga, se registra el cambio de volumen en función del tiempo que representa el comportamiento de consolidación del suelo. Estos resultados se presentan generalmente en dos tipos de gráficas: (1) la gráfica cambio de volumen, oquedad o deformación volumétrica vs. esfuerzo (en escala logarítmica o aritmética), se llama curva de compresibilidad; (2) la gráfica deformación volumétrica o cambio de volumen vs. tiempo para un incremento de esfuerzo, usualmente representada en escala logarítmica, se llama curva de consolidación. De la curva de compresibilidad se puede determinar el quiebre de la curva, lo cual se origina por el colapso interno de la estructura del suelo, proporciona la resistencia al esfuerzo cortante del suelo confinado y recibe el nombre de esfuerzo crítico. Toda esta información permite conocer el rango de carga de la estructura en el campo y la evolución del asentamiento con el tiempo.

La teoría de consolidación de Terzaghi en muchas ocasiones interpreta satisfactoriamente la primera fase de la curva de consolidación, llamada compresión primaria o consolidación primaria; después de esta fase, la curva experimen-

tal generalmente se desvía de la calculada con la teoría de Terzaghi, a esta fase se le llama compresión secundaria ó consolidación secundaria.

Durante los 60 años desde que Terzaghi formuló su teoría, los conocimientos del proceso de consolidación, sobre todo, de la compresión secundaria han avanzado. Actualmente se conoce que en los sedimentos de ambientes lacustres y marinos, se presenta un comportamiento de viscosidad intergranular al cual se debe la compresión secundaria. Este efecto viscoso debe tomarse en cuenta en cualquier cálculo de asentamientos y en la interpretación de los resultados de la prueba del odómetro.

Por otro lado, múltiples investigaciones experimentales indican que los resultados de la prueba dependen en forma significativa de una serie de factores relacionados con la técnica en el laboratorio. Los principales de ellos son:

Labrado de la probeta: membrana de remoldeo alrededor de la probeta;

Saturación de la probeta: potencial capilar remanente, inclusión de aire y expansión;

Fricción entre anillo y probeta;

Estado de esfuerzo inicial del suelo;

Incremento de Esfuerzos; y
Temperatura.

Entre estos factores, la influencia de los incrementos de esfuerzo puede ser un tema de investigación de mucho interés, ya que la forma de aplicar las cargas en la prueba convencional del odómetro es totalmente diferente a la condición del campo. Obsérvese que existen 3 factores de influencia relacionados con el incremento de esfuerzos, que son:

- (1) Relación de incremento de esfuerzos,
- (2) Magnitud de incremento de esfuerzos y
- (2) Duración de carga sostenida.

Generalmente los estudios al respecto investigan los primeros dos efectos.

En la construcción de edificios, la aplicación de la carga es aproximadamente lineal, o sea, la magnitud de los incrementos de carga varía poco. En la prueba convencional del laboratorio, los incrementos de carga se aplican en forma gemétrica, es decir, el incremento de carga es el doble del anterior, los parámetros obtenidos de esta manera pueden ser no confiables para el cálculo de asentamiento en el campo. Aún más, si las cargas se aplican en forma lineal, la magnitud de ellas puede afectar los resultados de la prueba. ¿Qué tan importante es la variación de los parámetros obtenidos en las -

pruebas de diferentes formas de carga? ¿Se puede encontrar un rango de magnitud de los incrementos de esfuerzo en que los parámetros se conserven?

Revisando los estudios sobre el tema en la literatura se puede encontrar algunos aspectos de controversia, muchos autores no han tomado en cuenta en sus investigaciones factores de suma importancia.

Uno de ellos es el tipo de muestra a ensayar. La muestra de suelo debe ser inalterada ya que sólo los parámetros obtenidos en ésta sirven en el diseño de cimentaciones. Otro es el rango de esfuerzo en estudio. Si uno desea que el hundimiento de la cimentación no sea grande, el esfuerzo inducido por la construcción del edificio debe ser menor que el esfuerzo crítico, por lo que el rango de esfuerzo por investigar debe limitarse antes del esfuerzo crítico. Este rango de esfuerzo se localiza en la rama de recompresión de la curva de compresibilidad. Nótese que en el campo, generalmente se realiza excavación antes de aplicar cargas presentándose un alivio de esfuerzo, al reaplicar la carga se produce la recompresión; en el laboratorio, la muestra ha sufrido un alivio de esfuerzo por su extracción del depósito, por consiguiente, la prueba del odómetro también implica una recompresión del suelo.

De los puntos citados arriba surge la necesidad de investigar la influencia del incremento de esfuerzos desde un enfoque más práctico en la Ingeniería de Cimentaciones y ex-plicar esta influencia teóricamente. Esta investigación constituye la motivación de esta tesis.

Para ello, se realizarán las pruebas del odómetro en muestras inalteradas de la arcilla típica de la Ciudad de México con diferentes magnitudes del incremento de esfuerzo. Las cargas se aplicarán en forma lineal y geométrica. Los resultados de la prueba serán interpretados para obtener los parámetros en el rango de la recompresión.

La tesis contiene las siguientes partes: el Cap. II trata de estudiar el comportamiento del suelo desde el punto de vista de estructura microscópica y en forma cualitativa; en el Cap. III se hace someramente una revisión de los estudios reportados en la literatura sobre el tema de compresión secundaria e influencia del incremento de esfuerzo; en el Cap. IV se expone la teoría de consolidación que se utiliza en la tesis; el Cap. V involucra las informaciones del trabajo del laboratorio; en el Cap. VI se aparece un resumen de los resultados obtenidos de las pruebas. Las conclusiones y recomendaciones se presentan en los capítulos VII y VIII, respectivamente. El detalle del procedimiento de la prueba del odómetro y los resultados de las pruebas incluyendo gráficas y tablas se reportan en los Apéndices A y B.

C A P I T U L O I I

COMPORTAMIENTO CUALITATIVO DE LA
ESTRUCTURA DEL SUELO

Las propiedades mecánicas del suelo tales como deformación y resistencia al esfuerzo cortante están íntimamente relacionadas con el comportamiento de la estructura, formada por el arreglo de los granos constituyentes del suelo. Sin conocer la constitución de la estructura y sus características físico-químicas, no se pueden comprender e interpretar bien las propiedades mecánicas de una masa de suelo, que son función del nivel de esfuerzo y del tiempo. Por lo tanto, las consideraciones sobre la estructura de suelo siempre han sido fundamentales para un análisis de problemas en Mecánica de Suelos. En este capítulo, primeramente se describirán las características viscosas del suelo, y después, se tratará de explicar la influencia del incremento de esfuerzos.

II.1 Efecto Viscoso Intergranular

En ambientes lacustres y marinos, la sedimentación del material proveniente de la descomposición química de la roca, se produce muy lentamente en aguas tranquilas. Los gra

nos del sedimento son de dimensión del orden de 2 micras o menor, o sea, en el sedimento predominan los minerales de arcilla, los cuales forman una estructura flocculenta. Los granos minerales son bidimensionales y están ligados entre sí por acción electrolítica. Una capa de agua, adherida a los minerales o granos microscópicos sólidos, hace que éstos no estén en contacto directo. Los granos y la molécula de agua se --acercan por la atracción molecular hasta que la molécula de --agua se orienta de tal modo que adquiera la propiedad a manera de un material cristalizado en la cercanía de la periferia del grano sólido. Así, a medida que la distancia entre dos --granos de sólido disminuye, la viscosidad del agua adherida --aumenta; y muy cerca del grano, el agua se solidifica. La --viscosidad que exhibe el agua adherida recibe el nombre de --viscosidad intergranular y el agua solidificada, agua sólida (véase la Fef. 13).

La Fig. II-1.a ilustra la interacción engre agua y minerales de arcilla. La Fig. II-1.b muestra la variación de --la viscosidad del agua con la distancia medida desde la superficie del grano sólido de suelo.

En la prueba del odómetro, cuando la probeta de suelo está sujeta a un incremento de esfuerzo, aparecen esfuerzos --normales y tangenciales en los contactos de los granos de ar-

cilla. Los esfuerzos normales actuantes entre los granos minerales producen el fenómeno de solidificación. Por otro lado, bajo la acción de los esfuerzos tangenciales los granos tratan de desplazarse uno con respecto al otro; cuando el esfuerzo llega a vencer la resistencia del agua sólida, se origina un rompimiento en el contacto. La capa de agua adherida que existe entre los granos de arcilla impide que la ruptura sea brusca como ocurría en un material plástico ideal. Entonces, los granos minerales se desplazan gradualmente con el tiempo y aparentan estar fluyendo como un líquido viscoso, el suelo en conjunto exhibe un comportamiento visco intergranular.

Nótese que estas consideraciones se originan de las ideas de Terzaghi (1941, Ref. 7). Terzaghi había comentado que, la película de agua adsorbida actúa como un lubricante entre los constituyentes sólidos de suelo; cuando se aplica el esfuerzo, se establecen "nexos rígidos" en los contactos y antes de que se desarrollen "nexos sólidos" se produce "un lento movimiento viscoso".

Es importante hacer notar que todos los sedimentos en la naturaleza se encuentran formados de una variedad de granos desde el punto de vista granulométrico y mineralógico. Los sedimentos lacustres y marinos generalmente tienen estructura mixta o estructura parcialmente floculenta (Zeevaert, --

Ref. 12), la cual contiene principalmente dos grandes grupos de granos de suelo:

(1) arena muy fina, limo, diatomeas y conchas microscópicas, que constituyen el esqueleto de la estructura, y que son capaces de transmitir esfuerzo efectivo sin dar lugar al efecto viscoso intergranular importante;

(2) minerales de arcilla en aglomeración o flóculos; los flóculos están internamente en forma de castillo de naipes y se adhieren a los granos rodeados de otro grupo.

En la Fig. II-2 se muestra un esquema hipotético de la estructura mixta, la arcilla de la Ciudad de México tiene la estructura de este tipo. Como los dos grupos de granos tienen comportamientos mecánicos diferentes, se puede considerar que constituyen dos estructuras distintas: (1) microscópica y (2) submicroscópica, correspondiente a cada grupo respectivamente. Esta proposición es una parte importante de las hipótesis en el establecimiento de la teoría de consolidación que se expondrá en la Sección IV.2.

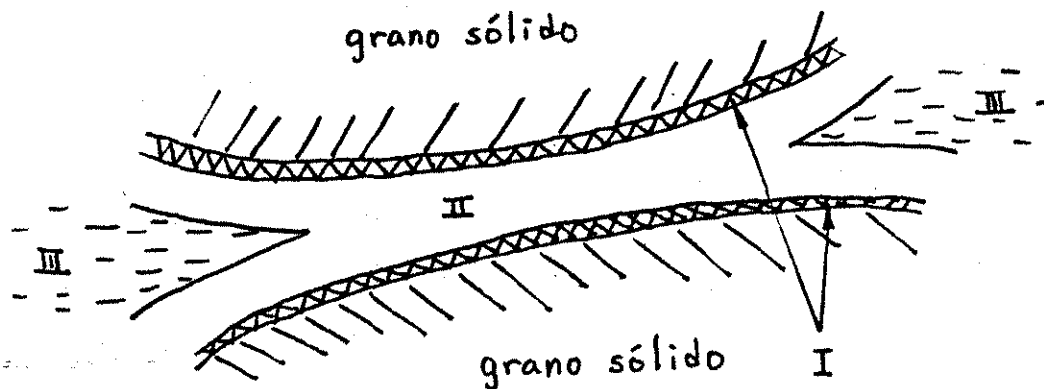
II.2 Influencia de los Incrementos de Esfuerzo.

Durante el proceso de compresión, los granos minerales de suelo pueden tomar varias posiciones. Los minerales

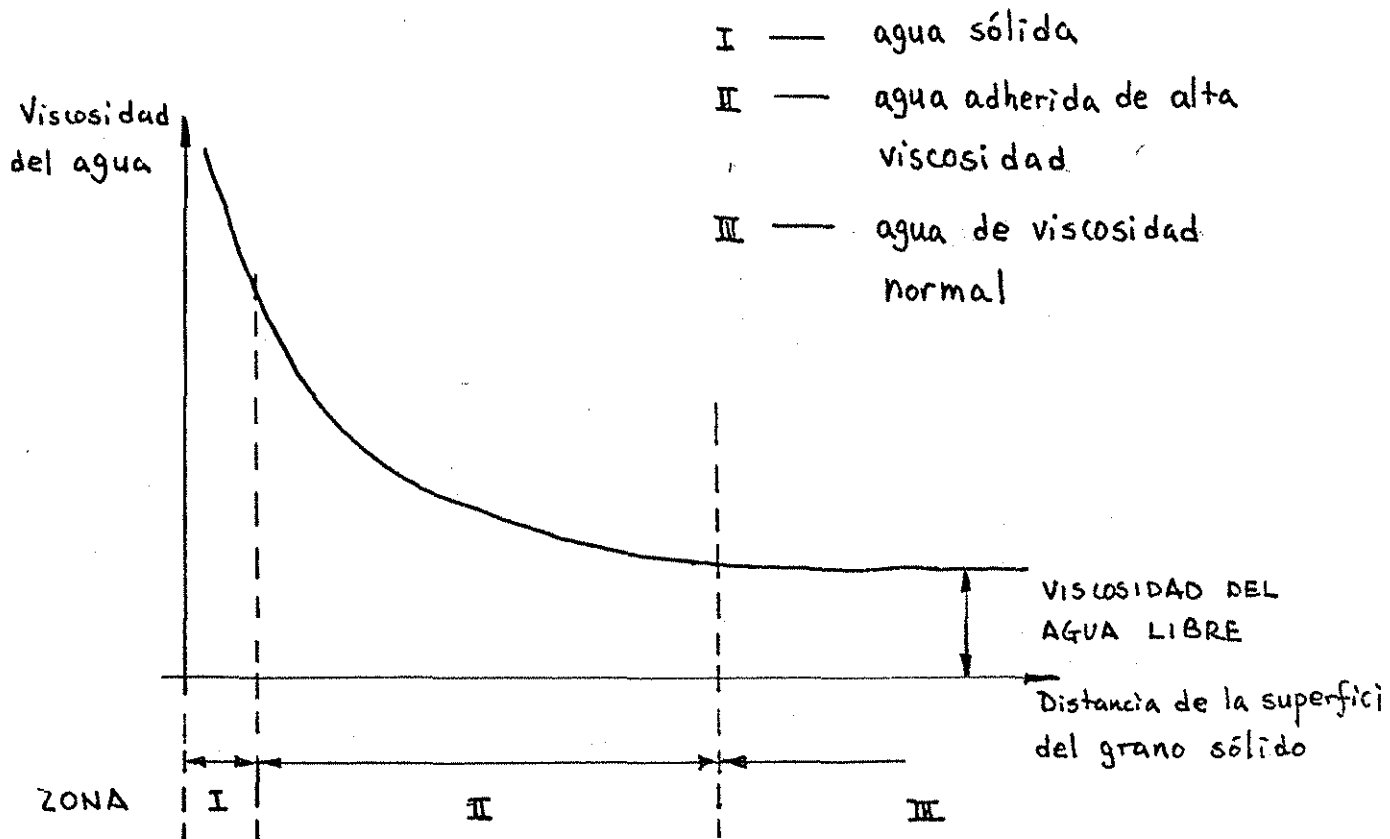
de arcilla en realidad son placas y tienen contactos tipo borde-borde y/o borde-cara. Bajo un incremento de esfuerzo, los granos bidimensionales se desplazan entre sí ocupando posiciones más estables, además, giran y se reorientan cambiándose de forma castillo de naipes a paralela. Como el área de contacto intergranular es muy pequeño, existe fuerte concentración de esfuerzo en él; por consiguiente, los granos planos se flexionan y pueden romperse como si fueran placas apoyadas entre sí con una interacción complicada.

Cuando la magnitud del esfuerzo intergranular aumenta, hay muchas roturas frágiles de los granos produciéndose una perturbación de la estructura, los desplazamientos inmediatos entre granos son mayores, y por la rapidez con que se aplica la carga los elementos viscosos del suelo se desarrollan con menor intensidad. En cambio, cuando el incremento de esfuerzo es pequeño; hay menos roturas de grano haciéndose estable la estructura del suelo, los granos minerales pueden ceder lentamente exhibiéndose entre ellos el flujo viscoso, el efecto viscoso intergranular del suelo en conjunto se hace más notable. De estos razonamientos se deduce que, la rotura de los granos de suelo depende primordialmente de la magnitud y la rapidez del incremento de esfuerzos; se podría esperar que dentro de un cierto rango de magnitud del incremento de esfuerzos, la perturbación de estructura de suelo sería mínima.

Estas hipótesis teóricas de la influencia de los incrementos de esfuerzo son básicas en la programación del trabajo experimental, las cuales serán investigadas en el odómetro y completadas al interpretar los resultados de la prueba.

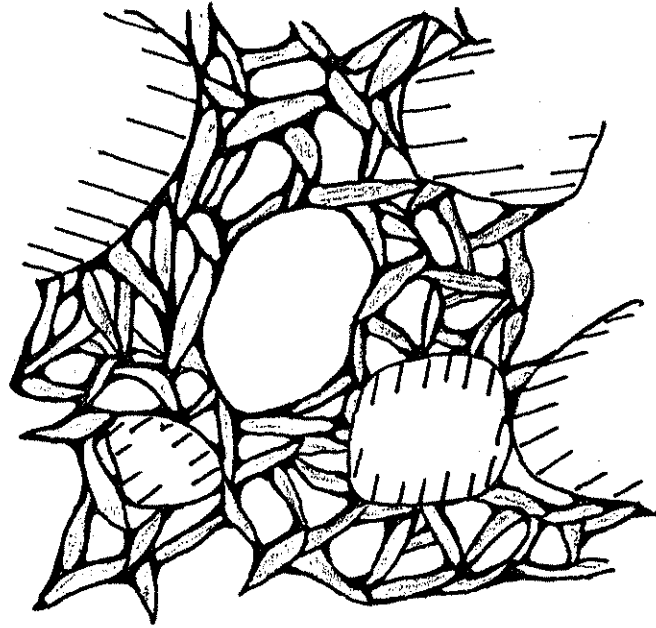


(a)



(b)

FIG. II-1 VISCOSIDAD INTERGRANULAR



minerales
de arcilla



granos
microscópicos

FIG. II-2 ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA DEL SUELO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

C A P I T U L O I I I

REVISION DE ESTUDIOS PREVIOS

III.1 Estudios Teóricos de la Viscosidad Intergranular.

Buisman en 1936 (Ref. 1), basado en las observaciones del campo y en las pruebas del odómetro en el laboratorio, -- por primera vez reportó el comportamiento fenomenológico de - compresión diferida del suelo, encontrando empíricamente que es una función lineal de logaritmo de tiempo expresando - la ley observada como sigue:

$$z_t = \alpha_p + \alpha_s \log t \tag{III-1}$$

en donde: z_t = deformación unitaria del suelo

α_p = deformación unitaria de la parte primaria

α_s = deformación unitaria de la parte secundaria
para intervalos de tiempo 1-10, 10-100 etc.

t = tiempo de observación de asentamiento.

Esta fórmula empírica ha sido utilizada por los ingenieros investigadores para establecer la ecuación de consolidación en suelos que exhiben el comportamiento viscoso intergranular. Por ejemplo, Zeevaert (Ref. 10) propudo en 1953 la

expresión que se reporta más adelante para estimar el asentamiento, que sin embargo ha venido siendo perfeccionada a través de los años por el mismo autor (Ref. 15) hasta obtener la teoría que se expondrá en la Sección IV.2.

Los desplazamientos verticales de suelo se pueden calcular con las siguientes expresiones:

$$\text{para la fase primaria } \delta_1 = m_{ep} F(T_v) (\Delta H) (\Delta p) \quad (\text{III-2.a})$$

$$\text{para la fase secundaria } \delta_2 = [m_{va} + m_t \log(t/t_a)] (\Delta H) (\Delta p) \quad (\text{III-2.b})$$

en donde: δ_1 y δ_2 son desplazamientos

m_{ep} = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria para la primera fase.

m_t = coeficiente para la 2a. fase (tiene mismo significado que α_s de (III-1))

ΔH = espesor de muestra o estrato de suelo

Δp = incremento de esfuerzo

$m_{va} = \frac{\delta_a}{(\Delta H) (\Delta p)}$, δ_a = desplazamiento final de 1a. fase

(m_{va} tiene el mismo significado que α_p de (III-1))

t_a = tiempo correspondiente a δ_a .

$F(T_v)$ = función de Terzaghi

Aunque esta fórmula semi-empírica puede dar resultado satisfactorio en la estimación de asentamiento desde el punto de vista ingenieril, todavía es necesario profundizar el estudio teóricamente con el objeto de poder justificar el procedimiento empírico, mejorar el entendimiento e interpretación -- del fenómeno natural y establecer una correlación entre el -- comportamiento observado en el laboratorio y en el campo, éste último no se puede hacer con la fórmula empírica.

Los estudios teóricos de viscosidad intergranular generalmente se llevan a cabo investigando las propiedades reológicas de suelo, a los cuales se conocen como "estudios reológicos". Para ello, primeramente se requiere suponer un modelo mecánico, o bien, reológico que represente los fenómenos observados y posea características elásticas, plásticas y viscosas del suelo, después se establece la ecuación de consolidación con el modelo supuesto, y finalmente se justifica la ecuación obtenida con los datos experimentales, ya sean del laboratorio y/o del campo. A continuación se mencionarán los estudios realizados por algunos de los más relevantes autores sobre el tema.

Tan (1957, Ref. 5), quien fue uno de los primeros investigadores que estudió propiedades reológicas de suelo, sugiere que el cuerpo de Maxwell (Fig. III-1.1) es válido para representar la estructura esquelética de suelo. A partir de -

este modelo, él estableció una teoría de consolidación tridimensional, que es general para la compresión primaria y secundaria. La Fig. III-2 presenta algunas curvas típicas de la solución de Tan para el caso unidimensional; se puede observar que la función de Terzaghi es un caso especial del proceso general de consolidación. La teoría de Tan puede entenderse mejor con ayuda de un modelo reológico propuesto por él mismo (Fig. III-1.b). Al inicio de la carga, el resorte G_1 y el amortiguador viscoso lineal η , trabajan en serie (compresión primaria), después de que G_1 llega a una deformación final (terminación de la fase primaria), el otro resorte G_2 y η_1 trabajan en paralelo, (compresión secundaria), hasta cuando G_2 recibe toda la carga y la fase secundaria tiende a un valor final. Nótese que con la teoría de Tan puede interpretarse no-linealidad de la relación entre la compresión secundaria y logaritmo de tiempo (Fig. III-2), la cual no se representa por la expresión de Buisman (Fórmula III-1).

Marayama y Shibata (1961, Ref. 4) estudiaron el fenómeno de la viscosidad intergranular, la cual fue llamada por ellos "viscosidad estructural", con el modelo (Fig. III-3) -- que consiste en un resorte (E_1) y un modelo de Voigt modificado (E_2 , σ_0 y η_2) conectados en serie. Cuando el esfuerzo -- aplicado sobrepasa la resistencia de restricción σ_0 , el elemento viscoso η empieza a fluir, lo cual tiene característica no lineal y puede describir el comportamiento viscoso intergranular. Basado en este modelo y los principios de Mecánica Cuántica, estos autores desarrollaron una teoría que permite calcular la deformación de suelo con el tiempo y el relajamiento de esfuerzo bajo una deformación inicial constante. Su estudio forma un avance de la investigación de las propiedades reológicas de suelo; pero la teoría necesita determinar los parámetros en las pruebas triaxiales y no ha confrontado con la prueba del odómetro.

El estudio de Wahls (1962, Ref. 8) es parecida a la teoría que se utiliza en esta tesis (Zeevaert, 1984, Ref. 15), la cual se expondrá más adelante. Ambos establecen la ecuación de consolidación tal que el comportamiento de deformación del modelo es análogo al de consolidación observado en el suelo y por medio de correlacionar los parámetros del modelo con los del suelo, la ecuación de deformación del modelo en función del tiempo se convierte en la de consolidación del suelo.

Wahls formuló el problema proponiendo un cuerpo de Kelvin-Terzaghi conectado en serie con un amortiguador viscoso llamado por él "amortiguador secundario", cuya viscosidad es no-lineal. La Fig. III-4 muestra un n -ésimo modelo, A_n , B_n y C_n con constantes, p_0 es el esfuerzo inicial y Δp , el incremento de carga. Una infinidad de estos modelos en serie representa la estructura del suelo. El autor obtuvo finalmente la siguiente expresión para calcular la deformación de suelo en el proceso de consolidación:

$$\epsilon = A_p (\Delta p) \left[F(T_v) + \frac{C_\alpha}{A_p (\Delta p)} h(T_v) \right]$$

Los parámetros de esta expresión son:

$$A_p = \sum A_n = \text{suma de las constantes de resorte}$$

$$C_\alpha = 2.122 \sum \frac{C_n}{B_n} (p_0 + \Delta p), \text{ donde } B_n \text{ y } C_n \text{ son constantes de amortiguador;}$$

$F(T_v)$ es la función de Terzaghi y T_v , factor de Tiempo expresado como: $T_v = \frac{C_v}{H^2} t$

$h(T_v)$ es una función adimensional.

En la Fig. III-5, se presentan las funciones $F(T_v)$ y $h(T_v)$.

Los resultados de pruebas del odómetro en muestras -

inalteradas y remodeladas, reportados por Wahls mismo, indican que los valores teóricos se aproximan mucho a los experimentales.

Wahls también hizo investigaciones experimentales para estudiar la influencia del incremento de esfuerzos. Después de realizar pruebas del odómetro con muestras inalteradas, él concluyó que el efecto de compresión secundaria es más significativo cuando $\Delta p/p$ disminuye, aquí Δp es el incremento de esfuerzo y p , el nivel de esfuerzo antes del incremento; pero él observó que el coeficiente de compresión secundaria c_t es independiente del incremento de esfuerzos Δp y la relación $\Delta p/p$.

III.2 Investigaciones de Laboratorio de la Influencia de los Incrementos de Esfuerzo.

Además del trabajo de Wahls, se han realizado otras investigaciones experimentales para estudiar el efecto del incremento de esfuerzos.

Langer (1936, Ref. 2) hizo pruebas del odómetro en muestras inalteradas de arcillas de París y de otros lugares de Francia. En estos ensayos, los incrementos de carga se aplican desde 200 gr/cm^2 , 70 gr/cm^2 hasta 40 gr/cm^2 , todos ellos duran 1 día. Se observa que la curva de compresibili-

dad se desplaza hacia abajo cuando la magnitud del incremento aumenta. Langer concluyó que la diferencia de las curvas de compresibilidad obtenidas con diferentes incrementos se hace más notable cuanto la consistencia de arcilla es más rígida y su permeabilidad es mayor.

Taylor (1942, Ref. 6) estudió este efecto con muestras remoldeadas de arcilla de Boston. El definió la relación de incrementos de esfuerzo como $\Delta p/p$, donde Δp es el incremento de esfuerzo y p el nivel de esfuerzo antes del incremento. Se observa en sus pruebas que para $\Delta p/p$ dada, el coeficiente de consolidación C_v aumenta con el nivel de esfuerzos; y para un nivel de esfuerzo dado, C_v disminuye cuando $\Delta p/p$ reduce. En cambio, se observa que el coeficiente de permeabilidad k disminuye con el nivel de esfuerzo, y para un nivel de esfuerzo dado, k disminuye también cuando $\Delta p/p$ disminuye.

La influencia de los incrementos de esfuerzo es todavía más significativa en la compresión secundaria. Leonards y Ramiah (1959, Ref. 3) hicieron pruebas del odómetro a largo plazo en muestras alteradas de arcilla residual y arcilla limosa glacial. Se han hecho 3 tipos de prueba: a) la forma de carga es convencional; b) la relación de incremento de esfuerzo se reduce con el nivel de esfuerzo y se permite la compresión secundaria; c) igual a la de b) pero la compresión -

secundaria no se permite. En todas estas pruebas, un incremento de esfuerzo se mantiene por unos 100 días. Los resultados típicos de las pruebas se muestran en la Fig. III-6. Se observa que bajo un pequeño incremento de esfuerzo se presenta un esfuerzo de cuasi-preconsolidación (casos (b) y (c)). Los autores concluyeron que este fenómeno observado es general en todos los ensayos de los dos tipos de suelo aún para diferentes contenidos de agua, y propusieron que tal efecto se debe al desarrollo del nexo rígido entre partículas de suelo después de un período de reposo.

III.3 Comentarios.

Con respecto a los estudios referentes a la compresión secundaria, los modelos supuestos a veces no representan el comportamiento real de suelo. Por ejemplo, el modelo de Tan (Fig. III-1) considera que la estructura esquelética del suelo es un elemento resistente que hace que la deformación tiende a un valor final; el comportamiento viscoso es lineal.

En realidad, según lo discutido en el Cap. II (pág. 7), la viscosidad intergranular no es lineal y la deformación de la estructura evoluciona con el tiempo. Esto también se puede observar fácilmente en la curva de deformación v.s. tiempo (Fig. III-7).

La pendiente de la curva que representa la velocidad de deformación disminuye con el tiempo y tiende asintóticamente a una constante (línea recta AA'), que se describe por el modelo de Maxwell. La deformación se termina cuando en el material desarrolla el fenómeno de solidificación, el cual depende de la actividad de minerales de arcilla del suelo, y cuando la rapidez de deformación adquiere valores muy pequeños.

El modelo de Wahls tiene el defecto de que no se incluye el efecto hidrodinámico de suelo saturado que también se manifiesta en la compresión secundaria aunque con menor intensidad después de que termina la compresión primaria, es decir, se disipa completamente el exceso hidrodinámico en la estructura esquelética del suelo.

Se puede notar del estado de conocimientos actuales antes citados sobre el tema que no se establece una teoría general que pueda interpretar la compresión secundaria de cualquier tipo de depósito de suelo. Por ello, es necesario plantear lo siguiente:

Una teoría que puede tener buena confrontación con la realidad y no se quede solamente con valor académico, y que puede ser aplicable al cálculo de asentamiento para el fin de diseño debe:

(1) representar el comportamiento real de suelo en un rango aceptable práctico, ser compatible con los estudios de estructura interna de suelo y con las observaciones experimentales del laboratorio y de instrumentaciones del campo;

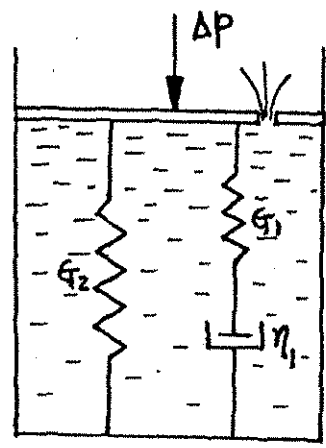
(2) poder obtenerse los parámetros confiables de pruebas del odómetro y poder efectuar un ajuste razonable de los parámetros involucrados.

Con respecto a los estudios del incremento de esfuerzos, los autores mencionados arriba han hecho una gran contribución sobre el tema; sin embargo, de las consideraciones sobre estructura de suelo se puede hacer las siguientes observaciones.

Un suelo inalterado conserva su estructura virgen en la naturaleza; en cambio, un suelo remoldeado está totalmente perturbado estructuralmente. La influencia del incremento de esfuerzos precisamente depende del grado de perturbación de la estructura de suelo. Con la muestra remoldeada, el estudio pierde su significado real. Igualmente, si el nivel de esfuerzo rebasa el esfuerzo crítico, el suelo también está en un estado alterado que se puede considerar como material remoldeado. Por consiguiente, los estudios deben efectuarse con muestras inalteradas de suelo y en la zona de recompresión como lo que se ha planteado en el Cap. I.

Nótese que la relación de incremento de esfuerzos $\Delta p/p$, definida por Taylor, no puede indicar con claridad el nivel de esfuerzo aplicado p y la magnitud del incremento Δp . Por esta razón, se recurre a definir una relación explícita como $\sigma_{oi}/\Delta\sigma$ ó $\sigma_b/\Delta\sigma$, donde σ_{oi} es el nivel de esfuerzo efectivo del suelo en el campo, σ_b , esfuerzo crítico y $\Delta\sigma$, el incremento de esfuerzos. Esta relación indica el número de incrementos necesarios para alcanzar el nivel de esfuerzo σ_{oi} y por supuesto la magnitud del incremento sabiendo el valor de σ_{oi} o σ_b .

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



(a) MODELO DE MAXWELL

(b) MODELO DE TAN

FIG. III-1 MODELO DE LA TEORIA DE TAN

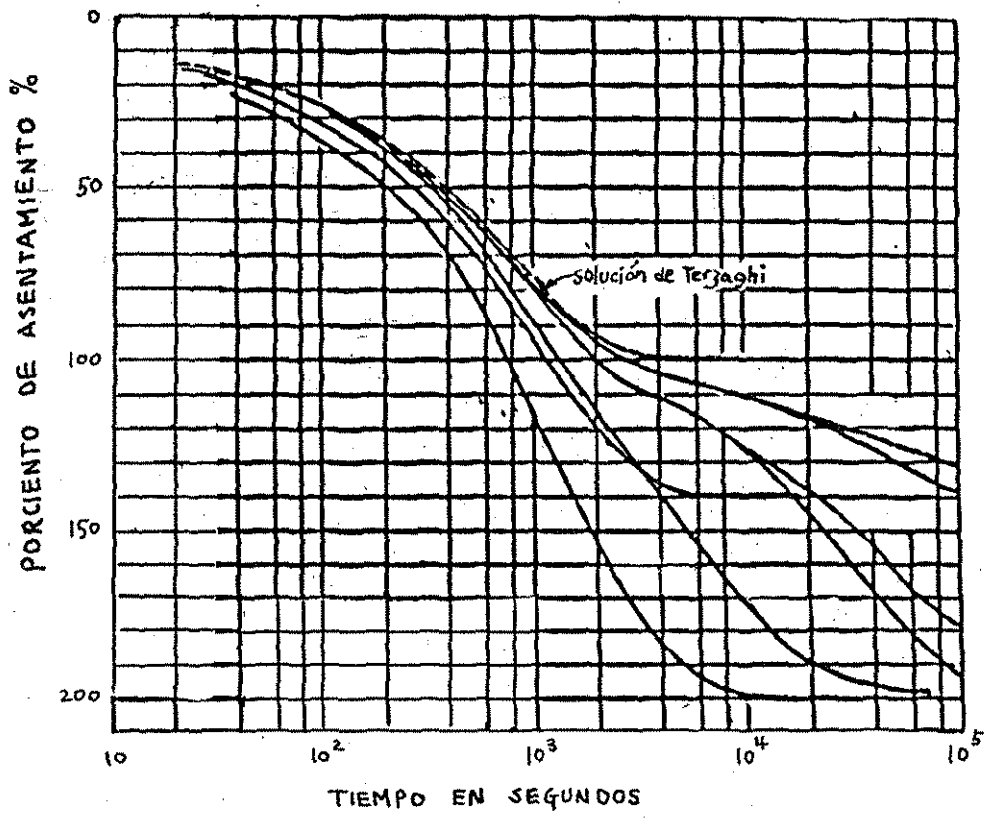


FIG. III-2 SOLUCIONES DE TAN

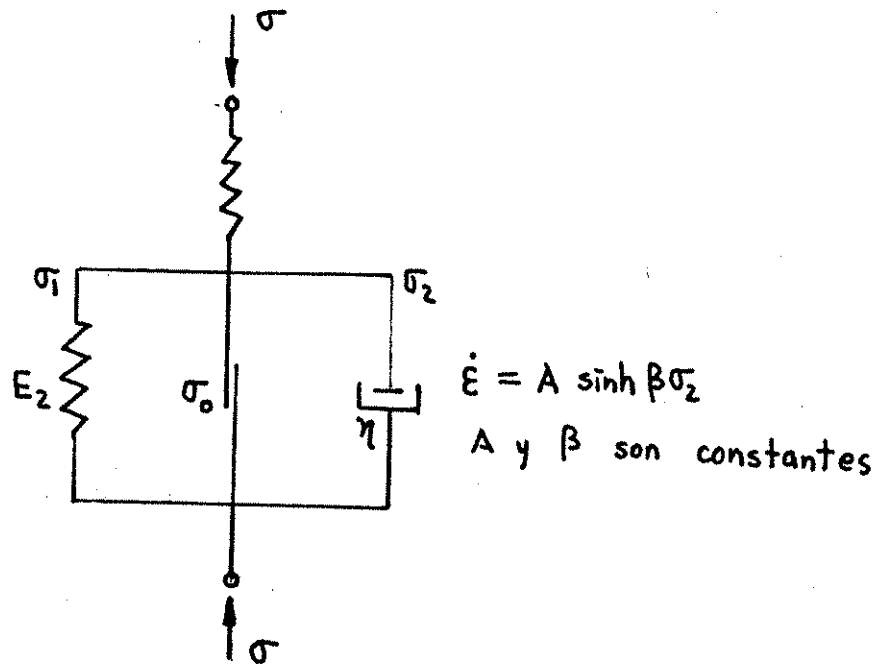
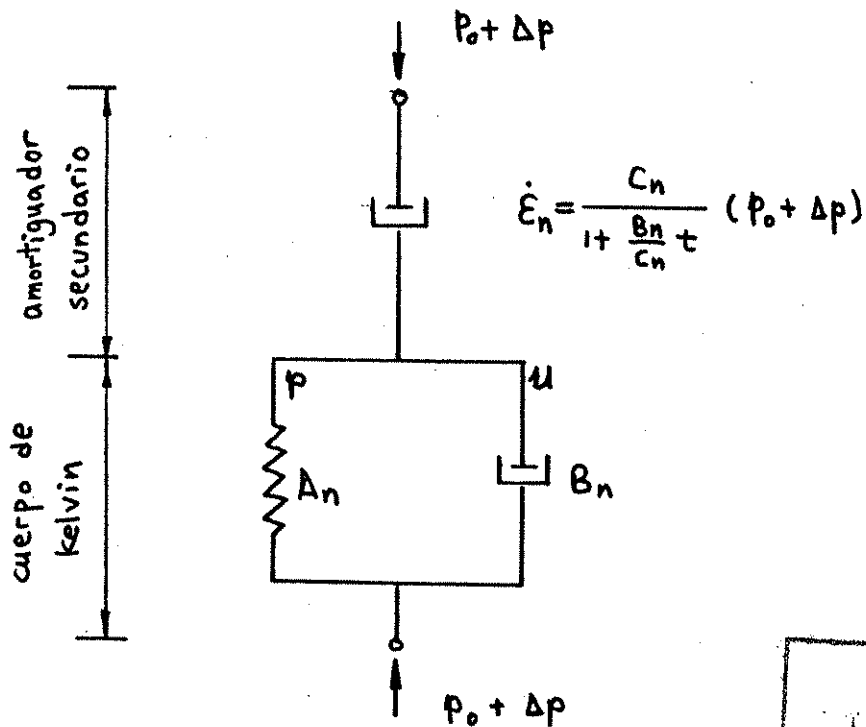


FIG. III-3. MODELO DE MURAYAMA Y SHIBATA



TESIS CON
 SELLA DE ORIGEN

FIG. III-4. MODELO DE WAHLS

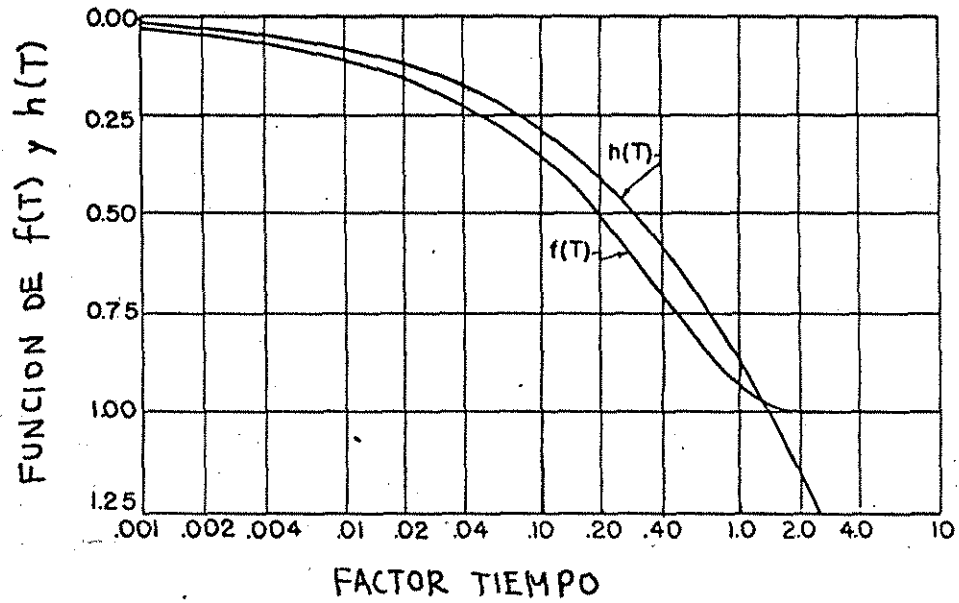
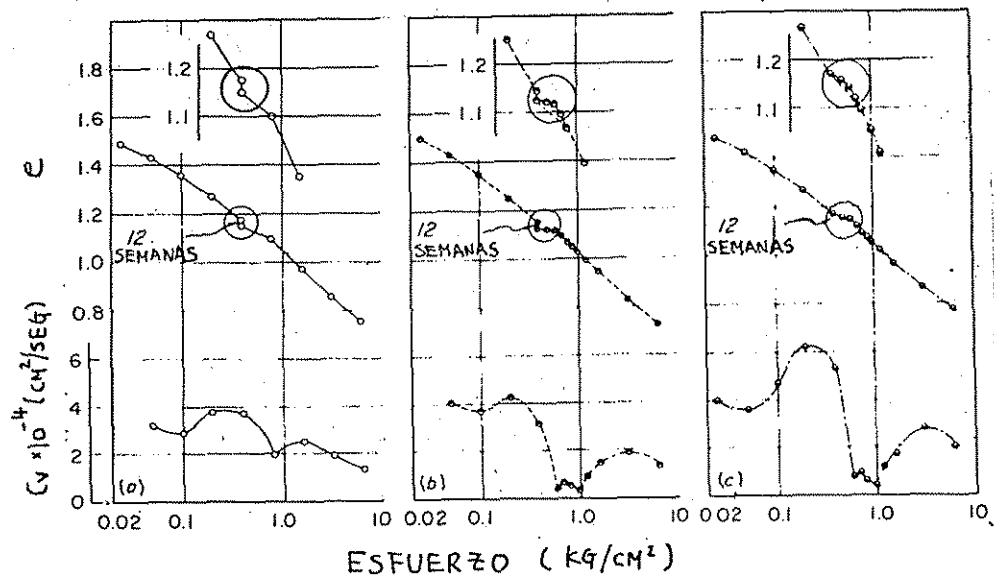


FIG. III-5 SOLUCION DE WAHLS

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



e = OQUEDAD

C_v = COEFICIENTE DE CONSOLIDACION

FIG. III-6 EFECTO DEL ESFUERZO DE CUASI-PRECONSOLIDACION

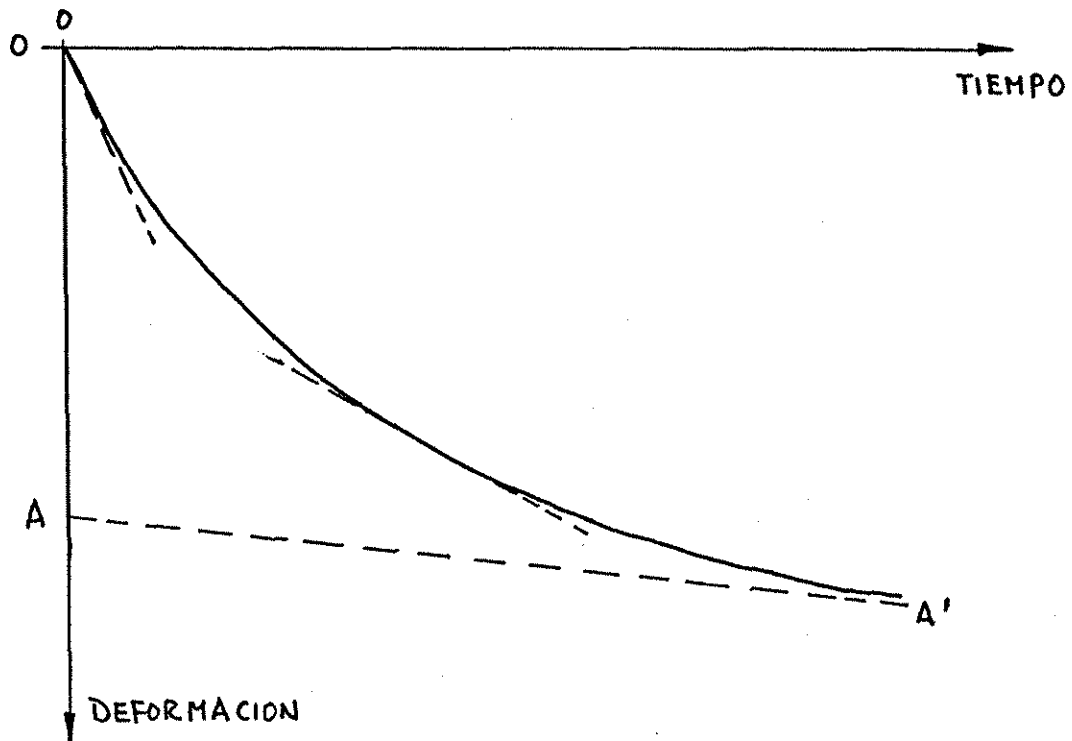


FIG. III-7 CURVA DE ASENTAMIENTO

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

C A P I T U L O I V
TEORIAS DE CONSOLIDACION

En suelos finos impermeables como arcillas, arcillas-
limosas y limos arcillosos que se encuentran en estado satura
do, al aplicar un incremento de esfuerzo sostenido, primera--
mente el agua gravitacional que ocupa la oquedad deberá ser-
expulsada para que pueda existir cambio de volumen. El es- -
fuerzo aplicado al principio es tomado por el agua en los po-
ros originando exceso hidrostático y después se transmite gra
dualmente a la estructura esqueletal. Este proceso hidrodiná
mico es la compresión primaria. En suelos que exhiben visco-
sidad intergranular, al mismo tiempo de recibir el esfuerzo -
efectivo, la estructura de suelo se comprime de acuerdo con -
la ley fenomenológica de viscosidad intergranular dando lugar
a la compresión secundaria. Por lo tanto, las dos fases de -
la compresión empiezan en el mismo momento de aplicar el es--
fuerzo. Al principio la primaria obscure a la secundaria debi
do a que el esfuerzo efectivo es pequeño y a que el desarro--
llo de la compresión secundaria necesita mayor tiempo; a medi
da que el esfuerzo efectivo tiende al esfuerzo total aplicado,
la compresión secundaria se hace más notable.

Un estudio del proceso de consolidación debe analizar los dos fenómenos de la compresión. Por ello, en este capítulo se expondrá primero la teoría de consolidación de Terzaghi brevemente, después se explicará la teoría de consolidación - que se utiliza en este trabajo.

IV.1 Teoría de Consolidación de Terzaghi.

HIPOTESIS FUNDAMENTAL

- 1) La masa del suelo es homogénea e isótropa en sentido vertical en toda su extensión;
- 2) Los granos del suelo son incompresibles implicando que no sufren roturas por la alta resistencia que se supone tienen, el agua en los poros también es incompresible;
- 3) El suelo está totalmente saturado, el agua intersticial es exclusivamente agua gravitacional, el flujo es unidimensional, y la ley de Darcy es válida;
- 4) El estado de esfuerzo que se supone implica deformación lateral nula (prueba del odómetro o estrato delgado de arcilla en el campo).

CONSIDERACION BASICA

Al someter el suelo a una carga constante, su cambio-

de volumen es exactamente igual al volumen de agua gravitacional expulsada de los poros del suelo. El modelo reológico -- que utilizó Terzaghi está dibujado en la Fig. IV-1, lo cual -- consiste en:

resorte: elemento resistente que representa la estructura resistente del suelo.

la cavidad del cilindro: representa los poros en el suelo y

la llave: la permeabilidad del suelo.

El cilindro está lleno de agua-incompresible que representa un suelo totalmente saturado.

Si se aplica un incremento de esfuerzo Δp y la llave se mantiene cerrada, el resorte no puede deformarse, el agua toma toda la carga Δp , la presión hidráulica o el exceso hidrostático es igual a Δp , $\Delta u = \Delta p$ y el esfuerzo efectivo -- $\Delta \sigma = 0$.

Si se abre la llave, el agua forzada por la presión hidráulica fluye hacia las superficies de drenaje y consecuentemente habrá una disminución de la cohesión del cilindro y una deformación del resorte o de la estructura del suelo. La estructura empezará a tomar la carga a medida que el exceso hidrostático se disipa con el tiempo. En estos instantes la suma del exceso hidrostático Δu y el esfuerzo recibido por la

estructura $\Delta\sigma$ debe ser la misma que el esfuerzo aplicado, esto es: $\Delta p = \Delta\sigma + \Delta u$.

Este proceso de consolidación continúa hasta llegar el momento que ya no salga más agua del cilindro, la carga aplicada es tomada totalmente por la estructura del suelo y la deformación llega a un valor límite, esto es $\Delta\sigma = \Delta p$ y $\Delta u = 0$, donde termina el proceso de consolidación que verifica un fenómeno exclusivamente hidrodinámico.

De acuerdo a lo anterior existe siempre durante el proceso de consolidación un equilibrio hidrodinámico-estructural del suelo, que se puede expresar por la siguiente ecuación fundamental de Mecánica de Suelo establecida por Terzaghi:

$$\Delta p = \Delta\sigma + \Delta u \quad (\text{IV-1})$$

Si Δp permanece constante durante el tiempo de consolidación, se puede obtener la siguiente relación:

$$\frac{\partial \Delta\sigma}{\partial t} = - \frac{\partial \Delta u}{\partial t} \quad (\text{IV-2})$$

la cual implica que la rapidez del aumento del esfuerzo efectivo intergranular es igual a la rapidez de la disminución del exceso hidrostático a través del tiempo.

RESULTADOS DE ANALISIS DE LA COMPRESION PRIMARIA

De las hipótesis y consideraciones anteriormente citadas, se puede llegar a una ecuación diferencial que describe el fenómeno hidrodinámico de la compresión primaria:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{IV-3})$$

donde: u = exceso hidrostático.

$$C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \text{coeficiente de consolidación que se considera para un incremento pequeño de esfuerzo.}$$

k = coeficiente de permeabilidad en dirección vertical.

$$m_v = \frac{\Delta \epsilon_v}{\Delta \sigma} = \frac{\Delta e}{(1+e_0) \Delta \sigma} = \text{módulo secante de la deformación volumétrica}$$

= coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria.

e_0 = oquedad antes de iniciar la prueba.

z = ordenada en el eje vertical.

si las condiciones de frontera e inicial se definen como:

$$\begin{aligned}
 u(0,t) &= 0 & \text{para } 0 \leq t < \infty \\
 u(2H,t) &= 0 & \text{para } 0 \leq t < \infty \text{ y} \\
 u(z,0) &= p & \text{para } 0 \leq z \leq 2H
 \end{aligned}
 \tag{IV-4}$$

donde H es la trayectoria vertical del drenaje, la solución de la ecuación (VI.3) está dada por:

$$u = p \sum \frac{2}{M} \sin\left(\frac{M}{H} z\right) e^{-M^2 T_v} \tag{IV-5}$$

donde $M = \frac{1}{2}\pi (2m+1)$ y $T_v = \frac{C_v}{H^2} t$ se conoce como el factor tiempo primario.

El porcentaje de consolidación se puede expresar como:

$$U_z \% = 100\% \frac{p-u}{p} = 100\% \left[1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin\left(\frac{Mz}{H}\right) e^{-M^2 T_v} \right] \tag{IV-6}$$

Generalmente interesa evaluar el porcentaje medio de consolidación de un estrato, a lo cual se le conoce por la función de Terzaghi que se expresa como sigue:

$$F(T_v) = U \% = 100\% \left[1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{M}{M^2} e^{-M^2 T_v} \right] \tag{IV-7}$$

La expresión (IV.6) es muy interesante por representar una familia de curvas, ya que para cada valor constante de T_v , se obtiene una variación de U con respecto a z/M , a estas curvas se les conoce como isócronas, las cuales muestran-

la distribución del exceso hidrostático a través del estrato y a medida que transcurre el tiempo.

Derivando la expresión (IV.5) se obtiene el gradiente hidráulico que es:

$$i = \frac{1}{\gamma_{\omega}} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{p}{\gamma_{\omega} H} \sum_{m=0}^{m=\infty} 2 \cos\left(\frac{M}{H} z\right) e^{-M^2 T_v} \quad (\text{IV-8})$$

El gradiente en la salida del drenaje es

$$i_{z=0} = \frac{p}{\gamma_{\omega} H} \sum_{m=0}^{m=\infty} 2 e^{-M^2 T_v} \quad (\text{IV-9})$$

Se puede calcular que para un valor pequeño de T_v y de H , el gradiente hidráulico de salida es muy grande.

Es importante notar que la función de Terzaghi $F(T_v)$ liga los conceptos de deformación y esfuerzo de la siguiente manera:

$$\frac{\Delta \delta_t}{\Delta \delta_v} = \frac{\Delta \epsilon_{vt}}{\Delta \epsilon_v} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta p} = 1 - \frac{\Delta u}{\Delta p} = F(T_v) \quad (\text{IV-10})$$

donde $\Delta \delta_v$, $\Delta \epsilon_v$ corresponden a los valores finales de desplazamiento y deformación respectivamente cuando termine a compresión primaria.

$\Delta \delta_t$, $\Delta \epsilon_{vt}$ corresponden a los valores en el instante t .

De la expresión (IV.10) se deduce que cuando $t \rightarrow \infty$, $F(T_v) \rightarrow 1$ se tiene $\Delta\sigma \rightarrow \Delta p$, $\Delta u \rightarrow 0$. $\Delta\varepsilon_t \rightarrow \Delta\varepsilon_v$ y $\Delta\delta_{vt} \rightarrow \Delta\delta_v$. Esto implica que el fenómeno teórico de la compresión primaria llega a un límite cuando el exceso hidrostático Δu tiende a cero.

CONSIDERACIONES SOBRE LA TEORIA

En primer lugar, según la expresión (IV.10) se sabe que la rapidez con que la estructura de suelo recibe el esfuerzo efectivo es la misma que la de la deformación. La deformación elasto-plástica de la estructura resistente debe verificarse inmediatamente después de que ésta recibe la carga, por lo tanto, la teoría de consolidación de Terzaghi puede interpretarse el procedimiento de retardamiento hidrodinámico de la deformación elasto-plástica de suelo. Esto es, la deformación que se verifica en la compresión primaria es elasto-plástica, $\Delta\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_{ep}$ y el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria elasto-plástica $m_v = m_{ep}$.

Por otro lado, los parámetros de consolidación y de compresibilidad no permanecen constantes como indica la teoría, la trayectoria de drenaje H varía también. Por tanto, el coeficiente de deformación volumétrica unitaria elasto-plástica m_{ep} son constantes medias durante un incremento pequeño de esfuerzo sostenido para un nivel de esfuerzo medio y el va

lor medio de H . Aun más, estos valores medios de parámetros son funciones de la magnitud del incremento de esfuerzos y la duración de carga sostenida para el mismo nivel de esfuerzo medio. El objetivo de esta investigación es estudiar la variación de los parámetros con diferentes incrementos de esfuerzo.

LIMITACIONES DE LA TEORIA

La teoría de Terzaghi trata del caso del flujo de agua unidimensional, la deformación lateral es nula, los cuales rara vez ocurren en la realidad. De la expresión (VI.9) se sabe también que el gradiente hidráulico en las cercanías de las superficies de drenaje y en el inicio del proceso de consolidación es muy grande produciéndose flujo turbulento en los poros de suelo, esto hace inválida la ley de Darcy implicando que las hipótesis teóricas no se cumplen en las cercanías de las superficies de drenaje.

Además, la teoría solamente explica el retardamiento hidrodinámico de la deformación elasto-plástica de la estructura de suelo, el cual se debe exclusivamente a la expulsión de agua gravitacional de los poros a través del tiempo. La deformación llega a un valor final, cuando la estructura de suelo recibe toda la carga y la expulsión del agua termina; esto no es cierto cuando el suelo exhibe el comportamiento viscoso intergranular.

Zeevaert durante varias décadas se ha dedicado a estudiar este fenómeno viscoso (Refs. 9, 10, 11, 12 y 13), las últimas consideraciones de la teoría de consolidación incluyendo la viscosidad intergranular, desarrollada por él (1984, -- Ref. 15), se presentarán a continuación.

IV.2 Teoría de Consolidación en Suelos que Exhiben Viscosidad Intergranular.

HIPOTESIS FUNDAMENTALES

(1) El suelo está constituido por dos estructuras básicas, la primera está formada por los granos microscópicos - de tamaño de arena muy fina, limo y radiolaría, y la segunda por los flóculos de granos submicroscópicos o aglomeraciones constituidas por minerales de arcilla;

(2) Ambas estructuras están saturadas con agua, la -- primera representa la compresión primaria o la consolidación explicada por la teoría de Terzaghi, la otra, el fenómeno de viscosidad intergranular o compresión secundaria.

JUSTIFICACION DE LAS HIPOTESIS

(1) Las observaciones fenomenológicas de laboratorio indican que, en la mayoría de pruebas la compresión primaria ocurre antes de que aparezca en forma notable la viscosidad -

intergranular y en muchas ocasiones se puede apreciar un quebre o un punto de inflexión en la curva deformación-tiempo en escala semi-logarítmica, que separa las dos fases de compresión. Por ello, es posible estudiarlas por separado.

(2) De acuerdo con lo discutido en la Sección II.1, - la consideración de dos estructuras básicas es congruente con la granulometría y mineralogía de los sedimentos finos formados en ambientes lacustres y marinos.

ANALISIS ANALITICO

El análisis se basa en dos modelos reológicos (Fig. - IV.2).

- (1) Modelo Kelvin-Terzaghi: que representa la compresión primaria,
- (2) Modelo llamado Unidad Z: que representa la compresión secundaria o la viscosidad intergranular.

El cambio volumétrico total producido por un incremento de esfuerzo Δp está compuesto por el de la estructura primaria y el de la secundaria, esto es:

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_{v1} + \Delta \epsilon_{v2} \quad (\text{IV-11})$$

A continuación se estudiarán estos dos términos por separado.

(1) Modelo de Kelvin-Terzaghi.

El elemento resistente puede tomar toda la carga al terminar el proceso primario en donde la deformación elasto-plástica tiende a tener un valor final. El amortiguamiento Newtoniano de fluidez lineal ϕ_1 representa el efecto de retardo hidrodinámico. De la Fig. IV-2 se establecen las siguientes consideraciones:

$$\text{Del equilibrio} \quad \Delta p = \Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_{N1} \quad (\text{IV-12})$$

Para la deformación volumétrica:

$$\Delta \epsilon_1 = \Delta \epsilon_{v1} = \Delta \epsilon_{N1} \quad (\text{IV-13})$$

Las relaciones que rigen el esfuerzo y la deformación volumétrica son:

$$\Delta \epsilon_1 = \alpha_1 \Delta \sigma_1 \quad (\text{IV-14})$$

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_N = \phi_1 \Delta \sigma_{N1} \quad (\text{IV-15})$$

Se sustituyen las expresiones (IV-13)-(IV-15) en la (IV-12) despejando el valor de $\Delta \epsilon_{v1}$, se queda:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{v1} + \frac{\phi_1}{\alpha_1} \Delta \epsilon_{v1} = \phi_1 \Delta p \quad (\text{IV-16})$$

Resolviendo esta ecuación diferencial se obtiene:

$$\Delta \epsilon_{v1} = \alpha_1 \Delta p \left(1 - e^{-\frac{\phi_1}{\alpha_1} t} \right) \quad (\text{IV-17})$$

Para una infinidad de elementos de Kelvin-Terzaghi se puede escribir:

$$\Delta \epsilon_{vI} = \Delta p \left(\sum \alpha_1 - \sum \alpha_1 e^{-\frac{\phi_1}{\alpha_1} t} \right) \quad (\text{IV-18})$$

Llamándole $\sum \alpha_1 = \alpha$ se tiene:

$$\Delta \epsilon_{vI} = \Delta p \alpha \left(1 - \sum \frac{\alpha_1}{\alpha} e^{-\frac{\phi_1}{\alpha_1} t} \right) \quad (\text{IV-19})$$

Recordando la expresión de la función de Terzaghi que es

$$\frac{\Delta \epsilon_v}{m_{ep} (\Delta p)} = F(T_v) = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v}, \quad M = \frac{1}{2} \pi (2m+1) \quad (\text{IV-20})$$

se puede correlacionar los parámetros de la teoría de Terzaghi y las constantes del modelo de Kelvin de la siguiente manera:

$$\alpha = m_{ep}, \quad \frac{\alpha_1}{\alpha} = \frac{2}{M}, \quad \frac{\phi_1}{\alpha_1} = M \frac{C_v}{H^2} \quad \text{y} \quad \frac{\phi_1}{\alpha} = \frac{2C_v}{H^2}$$

Finalmente, se obtiene la deformación volumétrica del modelo Kelvin-Terzaghi:

$$\Delta \epsilon_{vI} = m_{ep} (\Delta p) F(T_v) \quad (\text{IV-21})$$

(2) Unidad Z (Fig. IV-2)

El elemento Newtoniano de fluidez no-lineal representa la fluidez intergranular que disminuye con el tiempo, o --

bien, su inversa, la viscosidad intergranular que aumenta con el tiempo. El amortiguador Newtoniano de fluidez lineal ϕ_2 - representa el retardamiento de la deformación viscosa intergranular. Nótese que la fluidez del agua en los poros submicroscópicos no es necesariamente igual a la del agua en los poros microscópicos ya que en aquéllos el agua podría ser más viscosa implicando que $\phi_1 \neq \phi_2$.

De la fig. IV-2 se establecen las condiciones

$$\text{del equilibrio} \quad \Delta p = \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_{N2} \quad (\text{IV-22})$$

y de la deformación volumétrica:

$$\Delta \epsilon_{v2} = \Delta \epsilon_2 = \Delta \epsilon_{N2} \quad (\text{IV-23})$$

Las relaciones que rigen el esfuerzo y la deformación volumétrica son:

$$\Delta \dot{\epsilon}_2 = \frac{a}{b+t} \Delta \sigma_2 \quad (\text{IV-24})$$

$$\Delta \dot{\epsilon}_{N2} = \phi_2 \Delta \sigma_{N2} \quad (\text{IV-25})$$

De las expresiones anteriores se deduce que

$$\Delta \epsilon_{v2} = \frac{a}{b + a/\phi_2 + t} \Delta p \quad (\text{IV-26})$$

Integrando la expresión anterior con la condición inicial: -
para $t = 0$, $\Delta p = \Delta \sigma_{N2}$, se tiene $b=0$ y

$$\Delta \epsilon_{v2} = 2.31 a (\Delta p) \log \left(1 + \frac{\phi_2}{a} t \right)$$

o bien

$$\Delta \epsilon_{v2} = 2.31 a (\Delta p) \log \left(1 + \frac{\phi_2}{a} \frac{\alpha}{\phi_1} \frac{\phi_1}{\alpha} t \right) \quad (\text{IV-27})$$

Correlacionando los parámetros como siguen:

$m_t = 2.31 a =$ coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria para la compresión secundaria,

$$\frac{\phi_1}{\alpha} = \frac{2C_v}{H^2}, \quad \frac{\alpha}{a} = 2.31 \frac{m_{ep}}{m_t} \quad \text{y} \quad \beta = \frac{m_t}{m_{ep}}$$

se obtiene:

$$\Delta \epsilon_{v2} = m_t \log \left(1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{\phi_2}{\phi_1} T_v \right) (\Delta p) \quad (\text{IV-28})$$

Llamando $\xi = (4.62/\beta)(\phi_2/\phi_1)$ se tiene finalmente la ecuación para la deformación volumétrica que representa la Unidad z:

$$\Delta \epsilon_{v2} = m_t \log(1 + \xi T_v) (\Delta p) \quad (\text{IV-29})$$

Obsérvese que $(C_v \xi)/H^2 = 1/\tau$ y τ es el tiempo de relajamiento de viscosidad intergranular. Para la misma deformación volumétrica se puede escribir:

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{H_2^2}{H_1^2} \quad (\text{IV-30})$$

De esta manera una correlación geométrica del campo y del laboratorio es posible.

De acuerdo a la ec. (IV-11) y recordando las ecs. (IV-21) y (IV-29), se tiene la deformación volumétrica del suelo que se expresa como sigue:

$$\Delta \epsilon_v = [m_{ep} F(T_v) + m_t \log (1 + \beta T_v)] \Delta p$$

o bien en forma dimensional

$$\frac{\Delta \epsilon_v}{m_{ep} \Delta p} = \Omega \quad (\text{IV-31})$$

donde

$$\Omega = F(T_v) + \beta \log (1 + \beta T_v)$$

RESUMEN

La ecuación completa de consolidación en suelos que exhiben la viscosidad intergranular se puede escribir como sigue:

$$\Delta \epsilon = m_v (\Delta p) [F(T_v) + \beta \log(1 + \beta T_v)]$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \quad (\text{IV-33})$$

6

$$\Delta \epsilon_v = m_v (\Delta p) [F(T_v) + \beta \log(1 + t/\tau)] \quad (\text{IV-33})$$

Los parámetros involucrados tienen los siguientes significados:

m_v = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión primaria.

C_v = coeficiente de consolidación de la fase primaria.

m_t = coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario para la compresión secundaria.

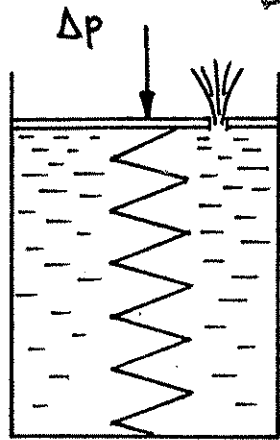
β = factor de relación entre las compresibilidades de las dos fases.

T_v = factor tiempo primario.

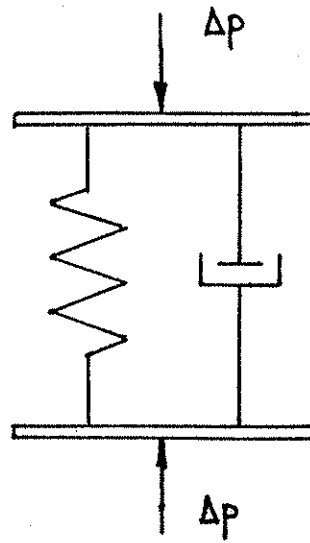
βT_v = factor tiempo secundario.

De la prueba del odómetro se pueden determinar los valores medios de estos parámetros para cada incremento pequeño de esfuerzos y para el nivel de esfuerzo medio correspondiente a cada incremento. El detalle del método de ajuste para determinar los parámetros se describirán en el Apéndice B.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



MODELO TERZAGUI



MODELO KELVIN

FIG. IV-1 MODELO KELVIN-TERZAGUI

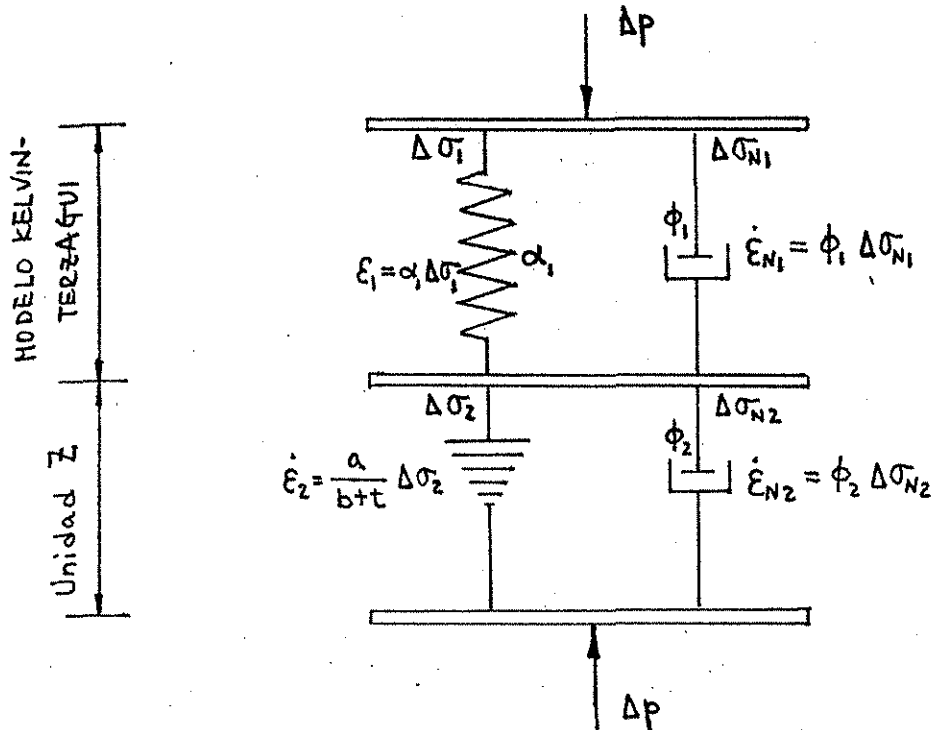


FIG. IV-2 MODELO REOLÓGICO DE CONSOLIDACION

C A P I T U L O V

TRABAJOS DE INVESTIGACION EN EL LABORATORIO

V.1 Programa de Pruebas del Odómetro.

De acuerdo con las discusiones de las limitaciones de los estudios antecedentes sobre el tema, se justifican las siguientes consideraciones en esta tesis:

(1) El número de incrementos de esfuerzo se define como $N = \sigma_{oi} / \Delta\sigma$, donde $\Delta\sigma$ es el incremento de esfuerzo aplicado y σ_{oi} , el esfuerzo efectivo de la muestra del suelo en el campo;

(2) El análisis se limitó a la zona de recompresión, los incrementos de esfuerzo que rebasan el esfuerzo crítico σ_b sólo sirven para definir éste valor;

(3) Interesa conocer los parámetros de las compresiones primaria y secundaria que serán interpretados con la teoría explicada en la Sección IV.2

Las pruebas del odómetro se dividen en 2 tipos:

I) 5 pruebas: cuyo incremento de esfuerzo es lineal, - es decir usando incrementos de carga iguales; los números de incrementos en estas pruebas son diferentes, en donde $N=3,4,6,8$ y 10 ; la duración de todos los incrementos es la misma e igual a 24 hrs.

II) 1 prueba convencional en donde el incremento de carga es doble del anterior; la duración de carga sostenida - también es 24 hrs.

La siguiente tabla V-1 resume la programación de las pruebas:

TABLA V-1 PROGRAMACION DE LAS PRUEBAS			
TIPO	PRUEBA	$\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{i-1}}$	$N = \frac{\sigma_{oi}}{\Delta\sigma}$
	P- 3		3
	P- 4		4
I	P- 6	1	6
	P- 8		8
	P-10		10
II	P- C	2	--

donde $\Delta\sigma_i$ es el i -ésimo incremento de la prueba.

En la prueba P-C el primer incremento de carga es -

igual a 0.05 kg/cm^2 . En cada prueba del tipo I, los incrementos de carga se aplican con $\Delta\sigma = \sigma_{oi}/N$ hasta que aparece el quiebre de la curva de compresibilidad, la cual se dibuja en el avance de la prueba; rebasando el esfuerzo crítico, las cargas se aplican en forma convencional, es decir, el incremento de carga es doble del anterior.

La curva de consolidación se dibuja en papel semi-logarítmico de 5 ciclos en donde el tiempo está en segundos. Para definir bien la compresión primaria y la secundaria el punto de inflexión o el quiebre de la curva se programa en el 3° ciclo de la escala logarítmica. Utilizando un valor estimado del coeficiente de consolidación del suelo a ensayar y el valor de T_v correspondiente aproximadamente al 100% de la compresión primaria se determina la altura del anillo que finalmente resulta ser 2 cm.

V.2 Características del Material Ensayado.

El suelo es una arcilla volcánica de la Ciudad de México, de origen lacustre y de muy alta compresibilidad, la cual en términos generales contiene aproximadamente 20% de minerales de montmorilonita, 50% de polvos volcánicos, y 5 a 10% de coloides orgánicos (Ref. 10). Sus propiedades incluyendo la estratigrafía, propiedad de compresibilidad, resistencia y medición piezométrica, fueron investigados ampliamente

te en la Ref. 14, Capítulo V.

El suelo fue muestreado en el centro de la Ciudad a - 22.5m de profundidad con tubo Shelby de aluminio y 5" de diámetro. La muestra obtenida es inalterada. El suelo se identifica como limo arcilloso, color gris-oscuro a verde alivio, con vetas y manchas negras, de consistencia dura, apariencia homogénea y textura jabonosa.

Con el fin de obtener muestras para cada prueba el tubo de la muestra fue cortado en un cortador hidráulico. En ambas caras de la muestra se determinó el valor de consistencia natural con el penetrómetro de bolsillo y, posteriormente con el material sobrante del labrado de probeta se determinaron otras propiedades índice en cada muestra, las cuales son:

- | | |
|-------------------------|------------------|
| 1. Límites de Atterberg | LL%, LP%, Ip |
| 2. Gravedad Específica | G _s |
| 3. Contenido de Agua | w% |
| 4. Oquedad | e y |
| 5. Grado de Saturación | S _r % |

Las 3 últimas propiedades se determinaron antes y después de la prueba del odómetro. Los resultados se enlistan en la tabla V-1 (Pág. 58). Debido a la importancia de las propiedades índice del suelo en la interpretación de los re--

sultados de las pruebas, conviene hacer algunos comentarios - al respecto.

Los valores de q_u , resistencia a la compresión simple o consistencia natural se determinaron con el penetrómetro de bolsillo. En realidad, q_u debe determinarse en una prueba de compresión simple, pero no hubo muestras disponibles para realizarla. Los valores de P-10 y P-C son bajos comparando con otros, esta discrepancia podría atribuirse a la misma determinación ya que el penetrómetro a veces no da valores confiables, otra razón de esta discrepancia es el que las muestras de estas dos pruebas están alteradas. El índice de plasticidad indica la cantidad de minerales de arcilla contenidos en el suelo. Se observa que excepto la prueba P-4, los valores de I_p están entre 200% y 220% sólo la prueba P-C tiene el valor menor que 200%. El contenido de agua y la oquedad antes de la prueba no son iguales para todas las pruebas, pero, la dispersión tampoco es grande. El grado de Saturación S_r antes de la prueba es menor que 100% implicando que el suelo no está totalmente saturado, esto es de esperarse porque los poros del suelo y el agua de poro de los sedimentos finos lacustres contienen gas orgánico y dióxido de carbono a causa de la descompresión de materia orgánica. El grado de saturación es mayor después de la prueba que antes, pero no puede ser mayor que 100% como lo indicado en la tabla, estos valores ilógicos se deben al error en la determinación del contenido de agua y la densidad específica.

Aunque las muestras del suelo se obtuvieron del mismo tubo en forma continua, todavía se puede observar la discrepancia entre sus propiedades índice indicándose la no-homogeneidad del suelo. Sin embargo, entre las pruebas P-8, P-6 y P-3 existe correspondencia razonable de las propiedades índice, siendo más semejantes q_u , I_p y $S_r\%$.

V.3 Equipo Utilizado.

(1) Odómetro (Láminas V-1 y V-2), incluyendo

- anillo tipo flotante de acero inoxidable lubricado con grasa de silicón repelente al agua, 2.0 cm de altura y 8.0 cm de diámetro.
- piedras porosas
- placa metálica y varín
- micrómetro de 0.01 mm de apreciación
- casuela de consolidación

El sistema de transmisión de carga se aparece en la Fig. V-1. La carga se aplica por medio de pesas colocadas en una ménsula que cuelga del extremo de la viga de carga tipo sector circular. La carga se transmite al marco a través de un cable apoyado en una rótula fijada en el pedestal del aparato. La viga de carga gira como palanca a esa rótula. El peso de la palanca y la ménsula de carga se balancean con el contrapeso A, mientras el peso del marco de carga con el B.

El bote colgado en la ménsula sirve para colocar municiones.

(2) Equipos de labrado, que incluye: torno de labrado, ranurador metálico, cortador de alambre, regla metálica rígida y afilada, placas de vidrio, etc.

(3) Otros: cronómetro, cápsulas, calibrador de Vernier, termómetro, etc.

V.4 Procedimiento de Prueba.

El procedimiento detallado a seguir en las pruebas se presenta en el Apéndice A. Aquí sólo se mencionan algunos pasos de la prueba que no se practican usualmente.

— Uso del material para reducir fricción.

En el interior del anillo de consolidación se pone una película muy delgada de grasa de silicón repelente al agua con el fin de reducir la fricción entre el anillo y la muestra. Los trabajos experimentales y teóricos de la Ing. Posada realizados en la sección de Mecánica de Suelos de la DEPFI, demostraron que la fricción reducida de esta manera no tiene influencia importante a los resultados de la prueba. En su trabajo también se comentó que la fricción se disminuye si la altura del anillo es menor.

- Saturación de piedras porosas.

Se ponen las piedras porosas en agua destilada hirviéndola por unos 30 minutos. Una vez que se ha revisado que dichas piedras están limpias y dejan pasar libremente el agua a través de ellas, se saturan nuevamente en agua destilada, posteriormente se sacude el agua en exceso.

- Inundación de la probeta del suelo.

Una vez que la probeta del suelo está centrada en la casuela de consolidación junto con piedras porosas, placa metálica y varín, y el micrómetro está bien colocado, se empieza a poner agua destilada a la casuela poco a poco, mientras tanto se cuida que el micrómetro no registre la expansión del suelo poniendo municiones en el bote colgado en la ménsula de cargas. La razón de evitar la expansión es que ella implica la absorción del agua en los minerales de arcilla y las propiedades mecánicas del suelo se alteran. El nivel de agua se lleva hasta arriba de la piedra porosa superior. El primer incremento de carga se aplica cuando ya no se registre prácticamente la expansión del suelo; en el caso contrario, se siguen agregando municiones. El peso de municiones puestas define el potencial de expansión remanente del suelo σ_{pr} .

Durante las pruebas, la máxima variación de temperatura fue de 5°C.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

En cada prueba se obtienen las curvas de compresibilidad y de consolidación, a continuación se presentan estos - resultados.

TABLA V-1 CARACTERISTICAS DEL SUELO

P R U E B A		P-10	P-8	P-6	P-4	P-3	P-C
q_u (kg/cm ²)		1.55	1.70	1.85	1.70	1.80	1.40
Gs		2.352	2.347	2.352	2.350	2.349	2.346
LL (%)		340.9	367.7	401.3	385.6	345.8	351.7
LP (%)		131.3	165.2	182.5	199.3	123.9	133.6
Ip (%)		209.6	202.5	218.8	186.3	221.9	218.1
ANTES	w (%)	269.7	283.5	243.9	259.4	245.2	234.4
DE	Sr (%)	99.2	97.6	98.2	96.5	97.5	98.9
PRUEBA	e	6.39	6.82	5.84	6.32	5.91	5.56
DESPUES	w (%)	149.7	186.2	162.0	178.3	156.8	101.4
DE	Sr (%)	102.2	101.2	102.0	100.5	103.8	103.9
PRUEBA	e	3.45	4.32	3.74	4.17	3.55	2.29
	σ_f (k/cm ²)	5.04	4.15	4.08	4.60	4.65	6.44
σ_{oi} (kg/cm ²)		1.58	1.58	1.57	1.57	1.57	1.58
σ_b (kg/cm ²)		1.92	2.40	2.48	2.35	2.38	2.10
σ_b/σ_{oi}		1.22	1.52	1.58	1.50	1.52	1.33
σ_b/q_u		1.24	1.41	1.34	1.38	1.32	1.50
q_u/σ_{oi}		0.98	1.08	1.18	1.08	1.15	0.89
σ_{pr}/σ_{oi} (%)		1.9	2.2	2.8	2.4	2.1	2.8

(continúa)

XFSIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TABLA V-1 CARACTERISTICAS DEL SUELO

(Continuación)

q_u	= consistencia natural o resistencia al esfuerzo cortante no confinada.
G_s	= gravedad específica o densidad de sólido
LL	= límite líquido
LP	= límite plástico
I_p	= índice de plasticidad
w	= contenido de agua
S_r	= grado de saturación
e	= oquedad o relación de vacío
σ_f	= esfuerzo final de la prueba
σ_{oi}	= esfuerzo efectivo del suelo en el campo
σ_b	= esfuerzo crítico
σ_{pr}	= esfuerzo que define el potencial de expansión remanente.

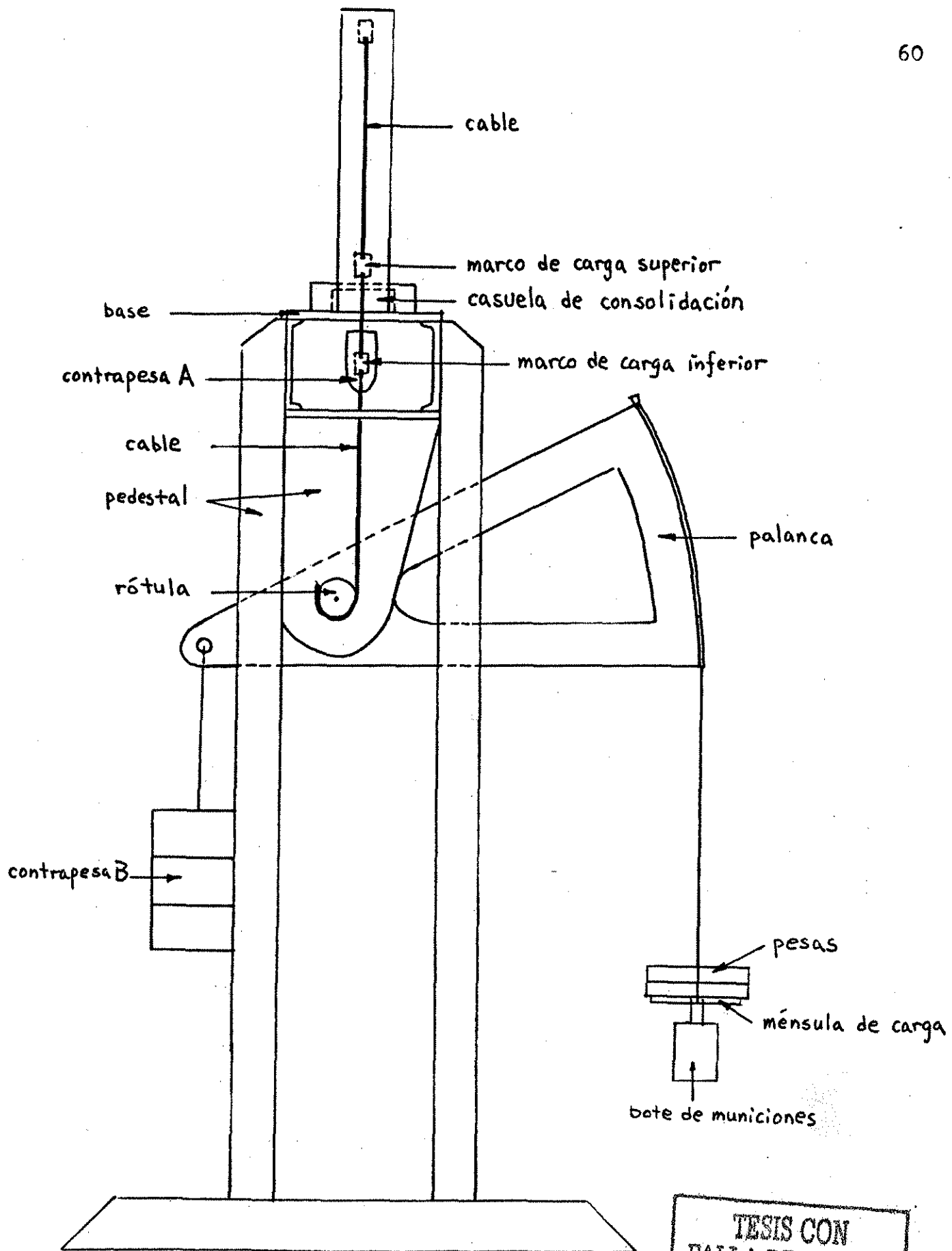
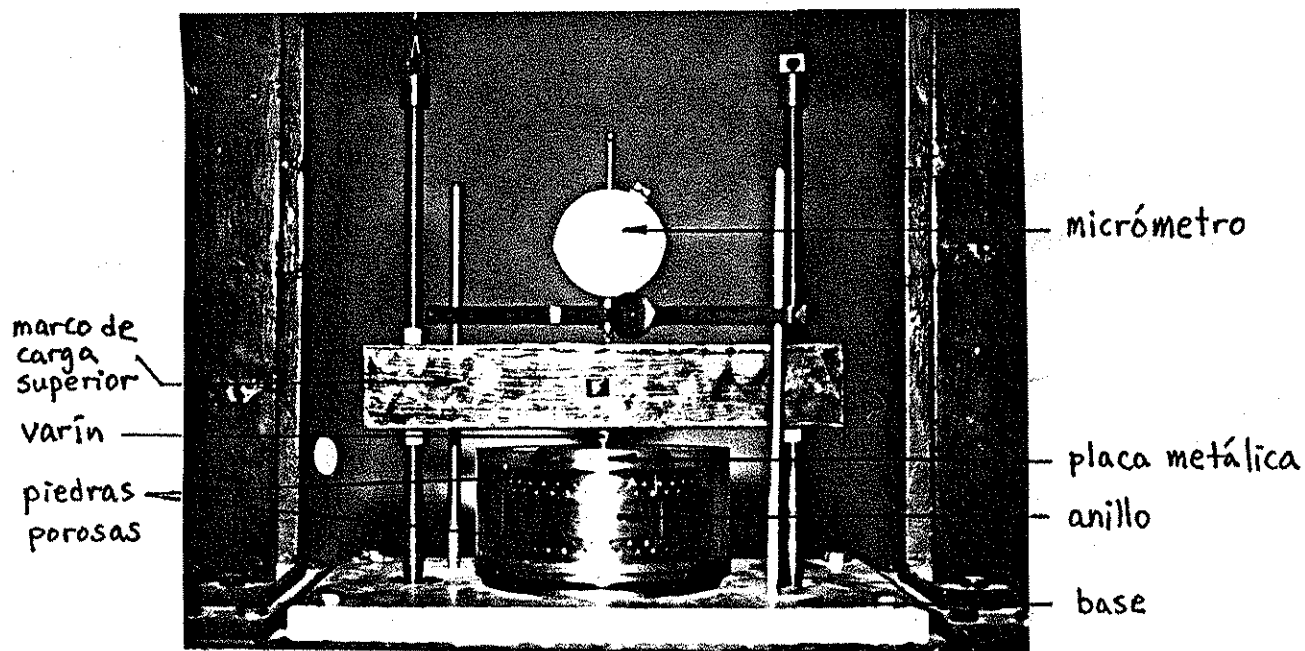
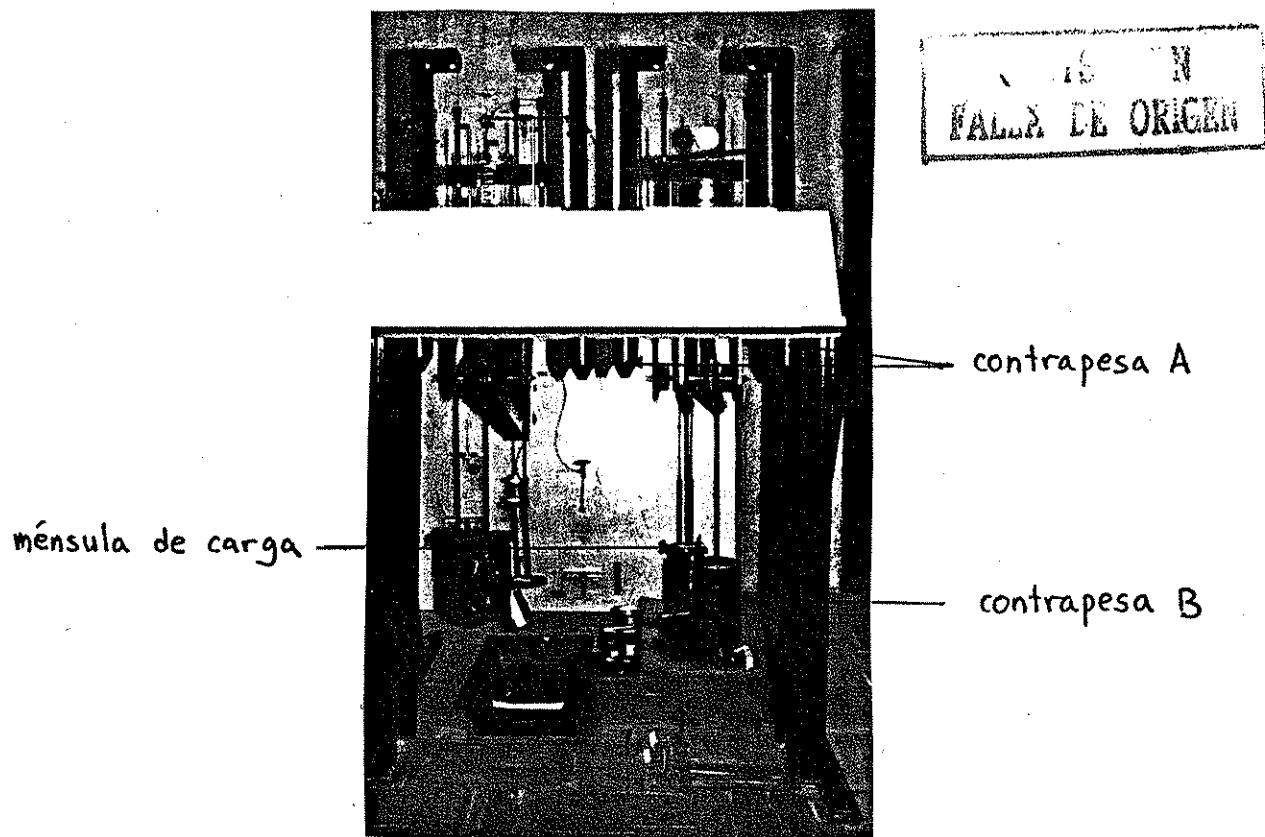


FIG. V-1 ESQUEMA DEL ODOMETRO

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



LAMINA V-1 CASUELA DE CONSOLIDACION



LAMINA V-2 ODOMETRO

62

C A P I T U L O V I

RESUMEN E INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS

VI.1 Características de Compresibilidad del Suelo.

Las curvas de compresibilidad obtenidas están en el Apéndice B, Fig. B-1 a B-6 Pág. 111 a 116. Para comparar los resultados de las 6 pruebas, todas las curvas se presentan en una sola gráfica (Fig. VI-1), la Fig. VI-2 es una ampliación de la anterior, en las cuales el nivel de esfuerzo está normalizado con respecto al esfuerzo crítico σ_b .

De acuerdo con la Sección V.4, en la prueba se efectuó la inundación de la probeta de suelo antes del primer incremento de carga, en la cual se aplica una carga con el fin de evitar la expansión de suelo; esta carga define el valor del potencial de expansión remanente de suelo σ_{pr} , en la curva de compresibilidad se puede observar dicho valor que corresponde a una deformación nula.

En las 6 pruebas, la curva de compresibilidad muestra aproximadamente una configuración casi lineal, en la cual la deformación se aumenta gradualmente después del esfuerzo efectivo en el cam-

po σ_{oi} y se registra una curvatura máxima que divide la curva en dos ramas: la rama de recompresión y la inclinada; el quiebre donde se cruzan las dos ramas de dicha curva define el "esfuerzo crítico" σ_b , el cual se determina de la siguiente forma: se extienden las dos ramas de la curva siguiendo su propia curvatura, el punto de cruce que corresponde a la curvatura máxima de la curva es el esfuerzo crítico.

Nótese que en todas las curvas se registra un quiebre que define σ_b , la configuración de las curvas es parecida aunque los valores de σ_b difieren, siendo mejor definida la curva de la prueba P-10 (Fig. VI-1 y VI-2), cuya configuración es la típica para un material sensitivo de alta compresibilidad y de alta oquedad. En la tabla V-1 (Pág. 58), se enlistan los valores determinados de σ_b ; la relación σ_b/σ_{oi} oscila entre 1.22 y 1.58, σ_b/q_u entre 1.24 y 1.50 y, σ_{pr}/σ_{oi} entre 1.9% y 2.8%, en donde q_u es la consistencia natural de suelo y σ_{pr} , esfuerzo que define el potencial de expansión remanente de suelo.

Generalmente las curvas convencionales de compresibilidad se presentan como oquedad v.s. esfuerzo en escala semi-logarítmica. Sin embargo, las muestras del suelo no tienen la misma oquedad inicial; para comparar los resultados de diferentes pruebas, es más conveniente utilizar la deformación volumétrica en el lugar de la oquedad. Por otro lado, la es-

cala semi-logarítmica distorsiona la configuración natural de las curvas, pues algunas curvas tienen un quiebre en escala - semi-logarítmica aunque no se registra éste quiebre en escala aritmética; por consiguiente, la única forma de interpretar - el quiebre que define σ_b y representar el comportamiento real de esfuerzo-deformación de suelo es usar la escala aritmética, Las curvas de compresibilidad presentadas en esta investiga-- ción, que están en términos de deformación volumétrica en es- cala aritmética confirman las consideraciones anteriores.

VI.2 Parámetros de Consolidación.

Las curvas de consolidación se presentan en papel se- mi-logarítmico de 5 ciclos. La abscisa corresponde al tiempo en segundos y la ordenada, al desplazamiento vertical en mi- cras (1 micra = 10^{-3} mm). En el Apéndice B, Fig. B-7 a B-51 . Pág.117 a 161, se muestran las curvas de consolidación cuyo - nivel de esfuerzo no rebasa al esfuerzo crítico. El método - utilizado para determinar los parámetros también se describe- en el Apéndice B (Pág. 106).

Revisando las curvas de consolidación se puede obser- var que la teoría de consolidación utilizada en esta tesis -- proporciona muy buen ajuste de las curvas teóricas a las expe- rimentales del laboratorio. Tal ajuste se hace mejor en las- pruebas de incrementos pequeños ya que los incrementos peque-

queños de carga impiden impacto o perturbación de la estructura de suelo de modo que las hipótesis de la teoría se acercan más a la realidad. La experiencia indica que las condiciones ambientales afectan los resultados de las pruebas. Cuando en el laboratorio hay vibración ajena, la dispersión de la configuración de la curva es mayor y el ajuste no es tan satisfactorio.

La curva de consolidación que corresponde al primer incremento de carga no se puede interpretar ya que en este período de carga los siguientes factores afectan en forma significativa el resultado:

- (1) la expulsión de aire atrapado en el contacto de las piedras porosas y la probeta del suelo,
- (2) el acomodo de las mismas piedras,
- (3) la fricción entre el anillo y el suelo.

Por lo que las curvas de este primer incremento de la prueba se omiten en el trabajo. A medida que el nivel de esfuerzo se incrementa, el efecto citado disminuye y la curva se hace más consistente.

En términos generales se observa la dispersión de las curvas de consolidación, la cual se debe a la falta de precisión del micrómetro de deformación, pues la mínima lectura del micrómetro usado en la prueba es de 10 micras, pero, la

interpretación de las curvas requiere hasta 1 micra de precisión. Debe notarse que en el primer ciclo de la curva de consolidación, es decir, de 1 a 10 segundos, no se puede esperar que el ajuste sea muy bueno, puesto que no se permite registrar deformación con precisión por la rapidez con que se verifica el fenómeno; además, al inicio del proceso de consolidación no se establece el régimen hidrodinámico supuesto en la teoría haciéndose invalida la ley de Darcy.

Interpretando las curvas de consolidación se obtienen los parámetros en función del nivel de esfuerzo (Tabla B-1 a B-6, Pág. 162 a 167) y se los presentan en forma gráfica. A continuación se analiza cada uno de ellos.

m_v coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión primaria (Fig. VI-3, Pág. 74).

Cuando los incrementos de esfuerzo son grandes, la configuración de m_v v.s. σ tiene gran dispersión; a medida que el incremento de esfuerzo disminuye, o sea, el número de incrementos N aumenta, tal configuración tiende a ser consistente, una variación que caracteriza el fenómeno está definida: m_v disminuye cuando el nivel de esfuerzo aumenta. A mayor número de incrementos N , los valores de m_v serán menores, además aparentemente tienden a estabilizarse y llegan a un valor límite, es decir, cuando N es mayor o igual que 8, m_v ya no varía mucho con N .

m_t coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria de la compresión secundaria o de la viscosidad intergranular (Fig. VI-4, Pág. 75).

La variación de m_t con σ está bien definida: m_t aumenta con σ la cual se cumple con la ley de viscosidad de Newton; en papel doblemente-logarítmico esta variación se aproxima -- una línea recta para $\sigma < \sigma_{oi}$ implicando una función potencial entre m_t y σ . Cuando σ rebasa σ_{oi} , m_t aumenta considerablemente haciéndose muy grande al acercarse a σ_b , el hecho puede explicarse como sigue: el suelo está formado por la sedimentación de los granos de suelo bajo el esfuerzo σ_{oi} , al ser mayor σ que σ_{oi} , la estructura del suelo sufre más cambios formándose nuevos arreglos estructurales y transformándose gradualmente a una estructura similar a la de un material remoldeado que adquiere la propiedad del fluido viscoso, por lo -- tanto, en el rango de esfuerzo: $\sigma_{oi} < \sigma < \sigma_b$, el efecto viscoso -- se hace más sensible. Se observa también que cuando los incrementos de esfuerzo son menores, m_t aumenta, los valores m_t para las pruebas P-10 y P-8 no difieren mucho.

β factor que mide la magnitud relativa de la viscosidad intergranular (Fig. VI-5, Pág. 76).

El comportamiento de las curvas de β es similar al de m_t , pero, la configuración de la curva β vs σ es más consis

tente que la de m_t .

C_v coeficiente de consolidación primaria (Fig. XI-6), Pág. 77).

Debido a la sensibilidad de la determinación del coeficiente de permeabilidad k en la prueba del odómetro, la dispersión de C_v es relativamente grande comparada con la de otros parámetros; sin embargo, se puede observar en forma cualitativa que en todas las pruebas, a partir de cierto nivel de esfuerzo que en las pruebas realizadas es de $0.5 \sigma_{oi}$, los valores de C_v varían poco; y a menor incremento de esfuerzo C_v parece ser mayor.

k coeficiente de permeabilidad (Fig. VI-7, Pág. 78).

Recordando la expresión del coeficiente de permeabilidad en la teoría de consolidación, esto es, $k = m_v \times C_v \times \gamma_w$ siendo γ_w el peso específico del agua, si m_v decrece con σ manteniéndose C_v aproximadamente invariante, k también disminuye con σ . Se observa que aparentemente k disminuye si los incrementos de esfuerzo son menores.

ξ factor que modifica el factor de tiempo primario T_v en la compresión secundaria (Fig. VI-8, Pág. 79).

En papel semi-logarítmico de deformación-tiempo, la

compresión secundaria se observa por una curva antes de entrar la rama recta definida por C_t ; el parámetro ξ define la curvatura de la rama recta definida por C_t ; el parámetro η define la curvatura de la rama curvilínea de la fase secundaria de compresión, es decir, a menor η , la curva tiene mayor curvatura y se retarda la presencia de la rama recta; cuando η tiende a cero, la compresión total tiende a ser solamente la primaria definida por la función de Terzaghi. Nótese que η tiene una variación descendente con σ y tiene valores menores en aquellas pruebas de incrementos pequeños implicando que a mayor σ ó a menor $\Delta\sigma$, el efecto viscoso intergranular se hace más notable. (Ver Sección IV-2).

Los resultados de la prueba convencional del odómetro P-C ocupan un lugar especial, pues la dispersión de la configuración de todos los parámetros es muy grande, los parámetros no muestran una variación consistente y sus valores numéricos son diferentes a los de otras pruebas, pudiéndose citar que m_v es mayor y, m_t y β son menores que los de las pruebas de carga lineal (P-10, P-8, P-6, P-4 y P-3). De estos resultados se surgen las críticas de la prueba convencional mencionadas en el siguiente capítulo.

VI.3 Comentarios sobre las Pruebas.

Como aquí se pretende un estudio comparativo de los -

parámetros, las muestras de las diferentes pruebas por comparar deben ser aquellas que tienen propiedades índice semejantes. De acuerdo con lo mencionado en la Sección V-2, entre las pruebas P-8, P-6 y P-3 existe correspondencia razonable de sus propiedades índice.

Durante el proceso de muestreo y la manipulación de la muestra de suelo en el laboratorio, ésta siempre sufre algo de alteración. Para el material sensitivo tal como la arcilla de la Ciudad de México, el quiebre de la curva de compresibilidad debe ser más pronunciado que el obtenido en las pruebas realizadas (Fig. VI-1 y VI-2), esto implica que las muestras de las pruebas no estaban 100% inalteradas. Para un material dado, la relación σ_b/σ_{oi} en cierto modo indica el grado de alteración de la muestra, pues a mayor alteración, el quiebre de la curva de compresibilidad aparecerá rápidamente al rebasar σ_{oi} y el valor de σ_b/σ_{oi} será menor. En este sentido, las pruebas P-8, P-6, P-7 y P-3 son mejores que las P-10 y P-C.

La probeta de suelo labrada siempre tiene una capa de remoldeo o de amasamiento en las caras superior e inferior y en el perímetro. Esta capa de remoldeo puede reducir el coeficiente de permeabilidad determinado en la prueba y aumentar la compresibilidad del suelo. El trabajo del Ing. Moronta realizado en la sección de Mecánica de Suelos de la DEPMI demostró-

que la altura del anillo es un factor de influencia importante a dicho efecto; por comunicación personal concluye que si la altura de anillo es mayor que 2.5cm, el amasamiento no afecta sensiblemente los resultados de la prueba. En esta tesis no se tomó en cuenta la importancia del amasamiento, pues la altura de anillo utilizado fue de 2.0 cm.

Debe hacerse la aclaración de que con el fin de buscar una mejor forma de representar los resultados de las pruebas, se habían graficado todos los parámetros con el nivel de esfuerzo en escala aritmética, semi-logarítmica y doblemente-logarítmica; el nivel de esfuerzo se había normalizado con respecto al esfuerzo crítico y a la consistencia natural de suelo. Se encuentra que la mejor presentación de los parámetros relacionados con la viscosidad intergranular m_t y β es en escala doblemente-logarítmica, la de ξ en escala semilogarítmica, y la de otros parámetros m_v , c_v y k , en escala aritmética; el nivel de esfuerzo se normaliza de preferencia con el esfuerzo crítico, como ejemplo, la Fig. V-9 (Pág. 80) muestra la relación β v.s. σ/σ_b .

En resumen, a lo largo del trabajo experimental, se evidenció que si se toman más precauciones, las pruebas pueden resultar mucho mejores. La experiencia obtenida se reportará en el capítulo de recomendaciones.

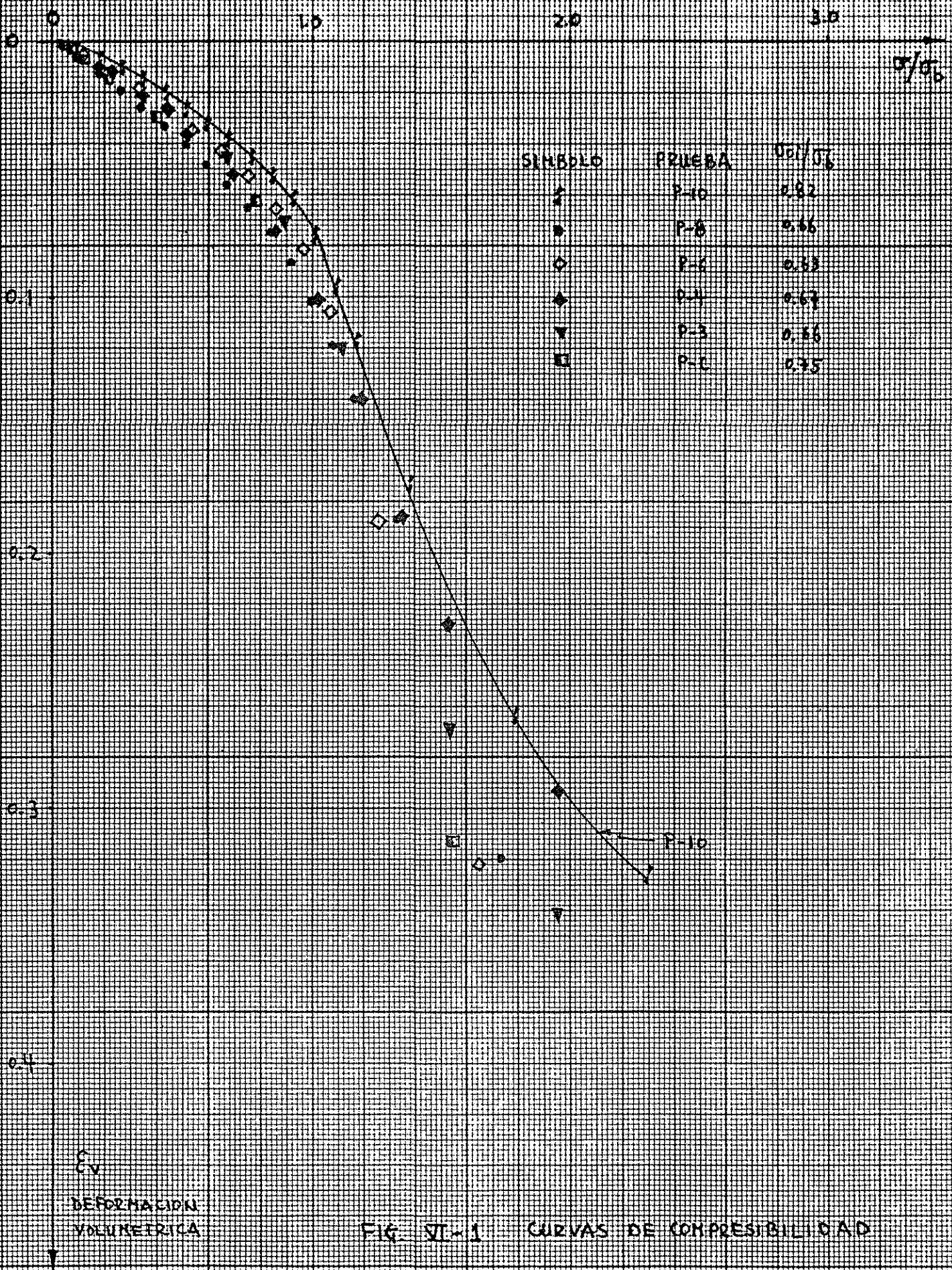


FIG. VI-1 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

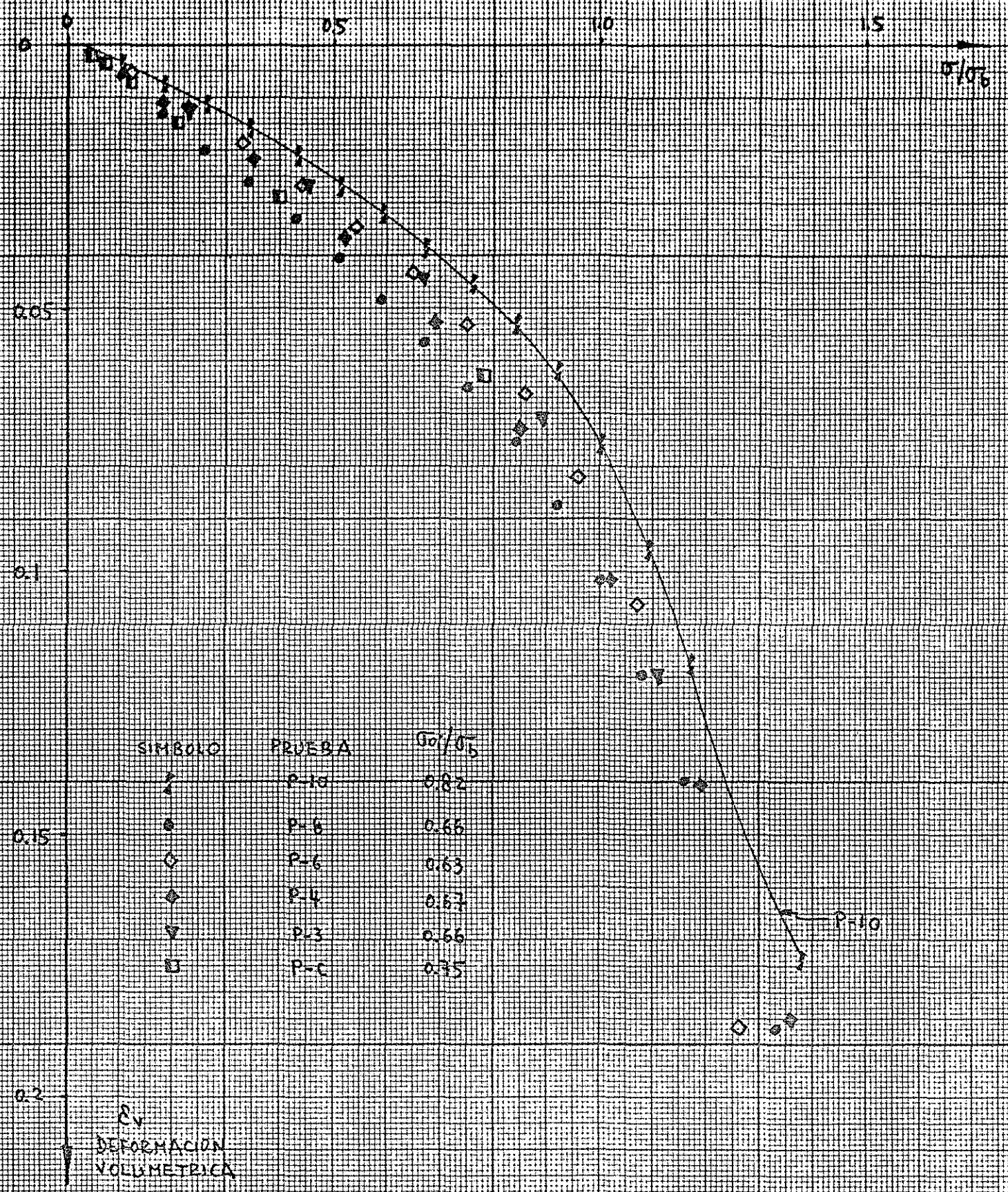


FIG. VII-2 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

Δ (mv) $\times 10^{-3}$
 σ (cm²/kg)

SÍMBOLO	PRUEBA	σ (kg/cm ²)
Δ	P-10	1.92
\circ	P-6	2.40
\diamond	P-6	2.48
\blacklozenge	P-4	2.35
\blacktriangledown	P-3	2.38
\square	P-1	2.10

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE CALZADILLA
 CALZADILLA, VERAGUANO

0.5%

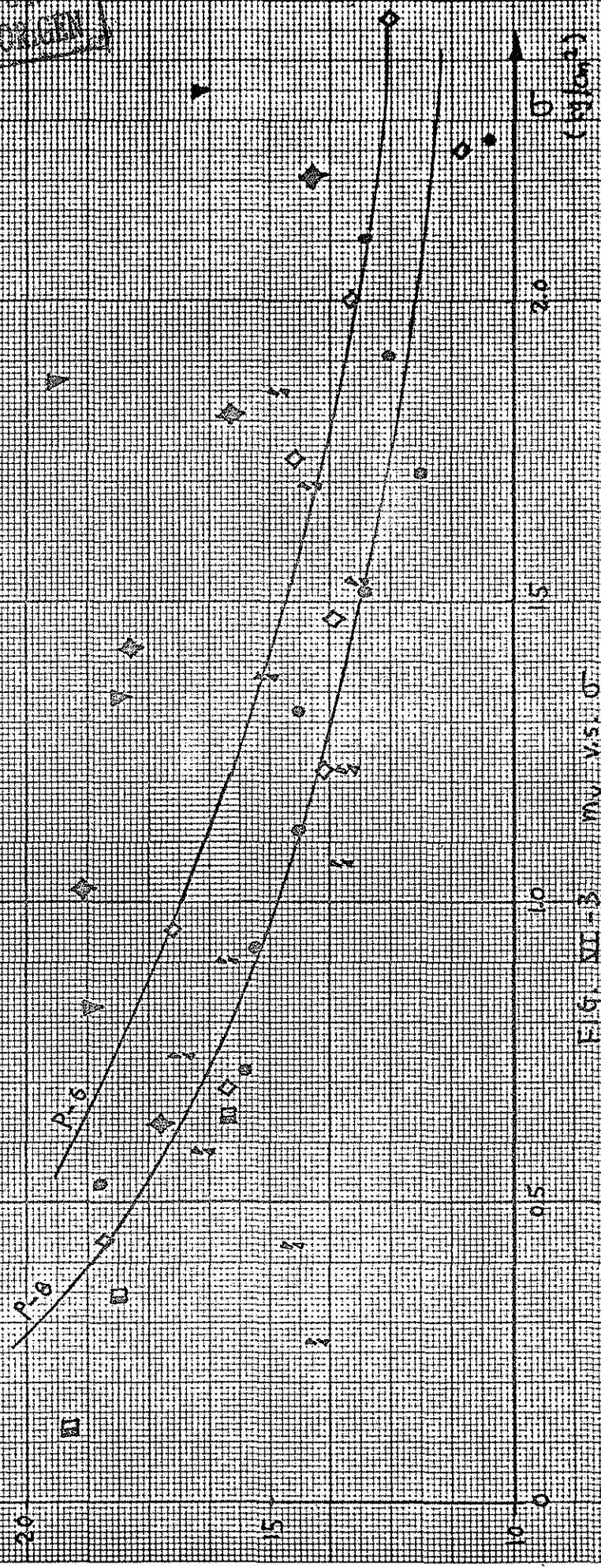


Fig. VI-3 mv vs. σ

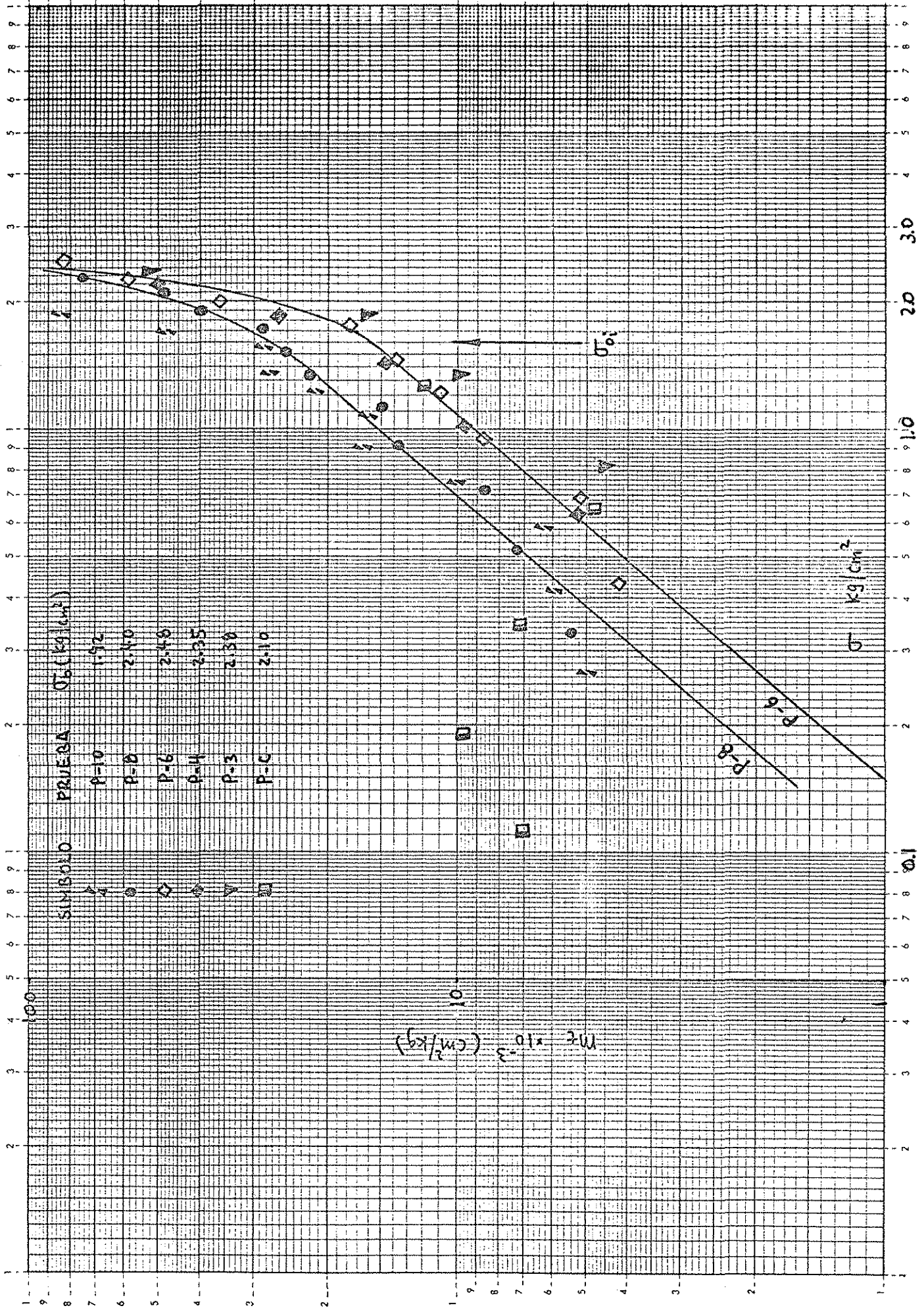


Fig. VII-4 $Mt(10^3)$ v.s. σ (100)

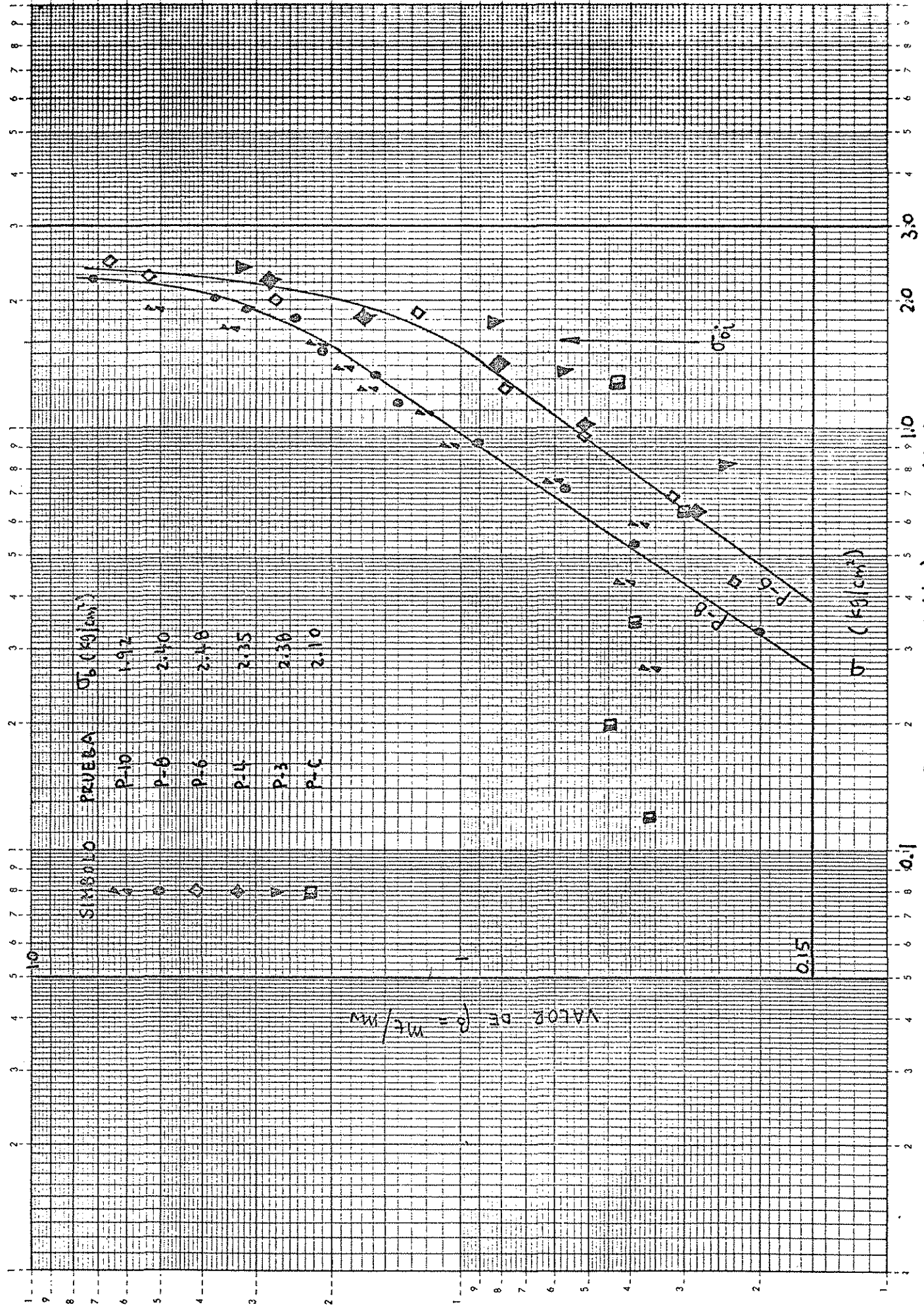


FIG. VII-5 β (log) v.s. σ (log)

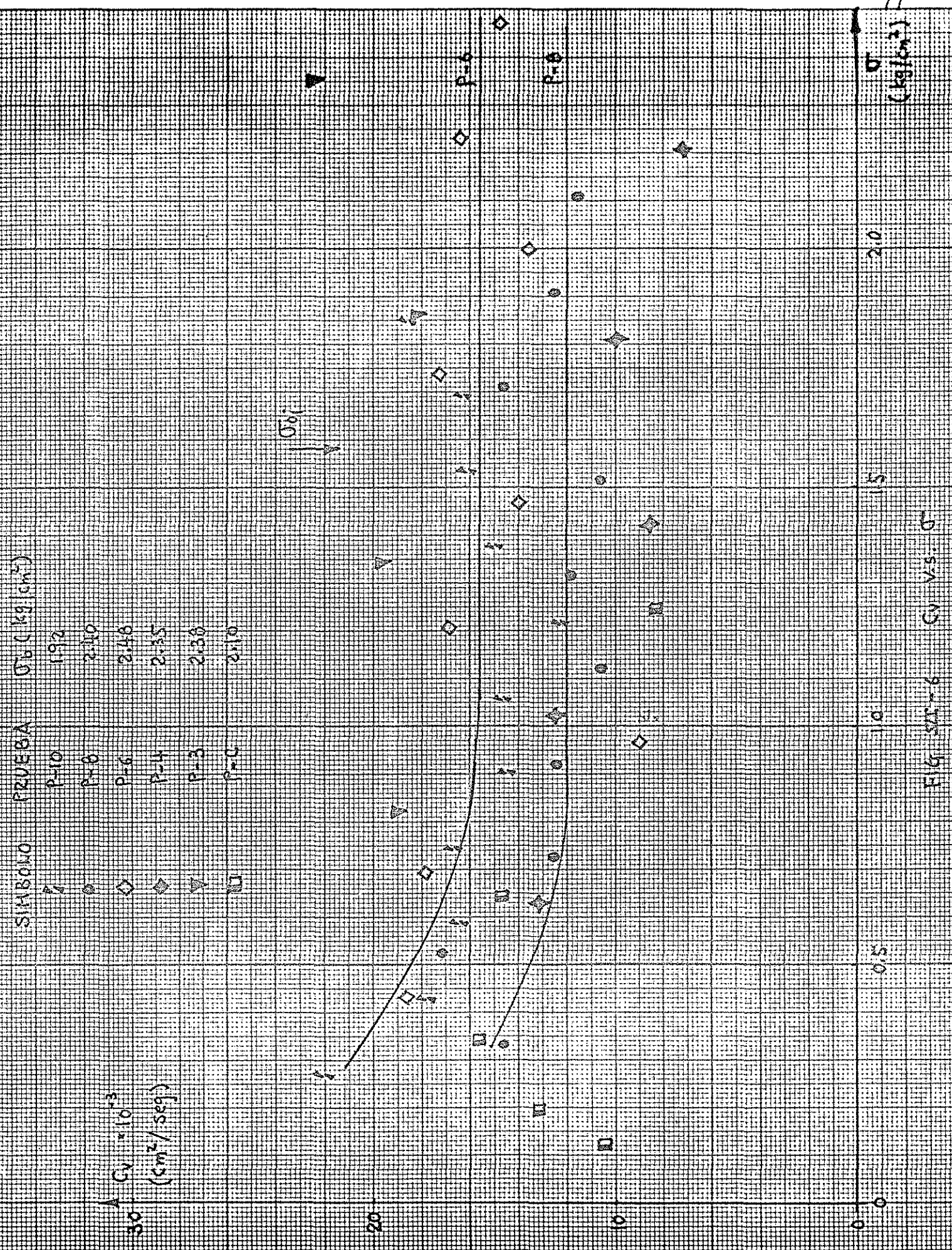


FIG. 5A-6 Cv vs. σ_v

SÍMBOLO	PRUEBA	σ_0 (kg/cm ²)
◻	P-10	1.92
●	P-8	2.00
◇	P-6	2.48
◆	P-4	2.35
▽	P-3	2.30
○	P-0	2.10

$\lambda \cdot k \cdot 10^{-7}$
(cm/seg)

σ_0

σ

(kg/cm²)

5

4

3

2

1

0

0.5

10

15

2.0

P-6

P-8

FIG. VI-7 k vs. σ

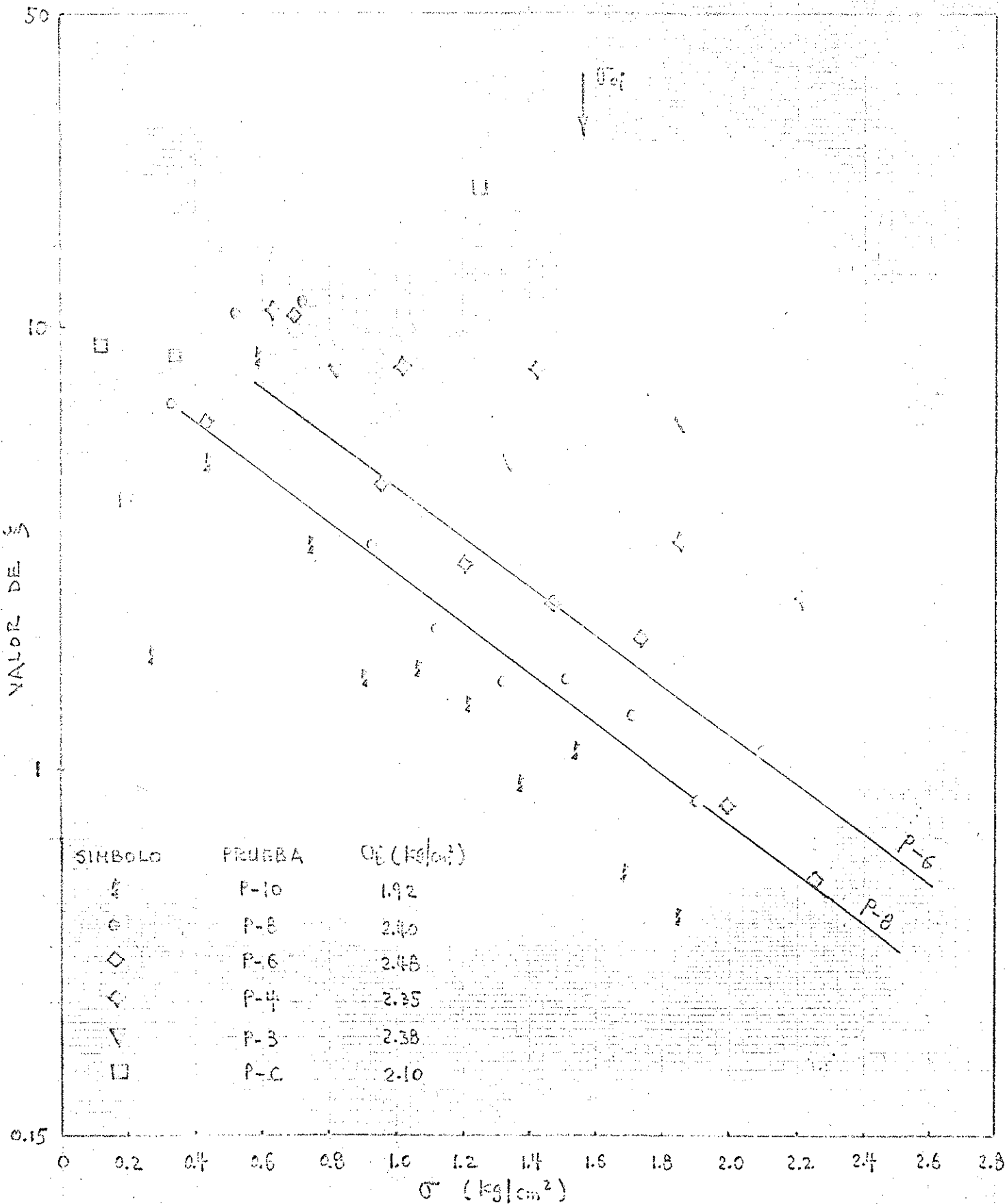
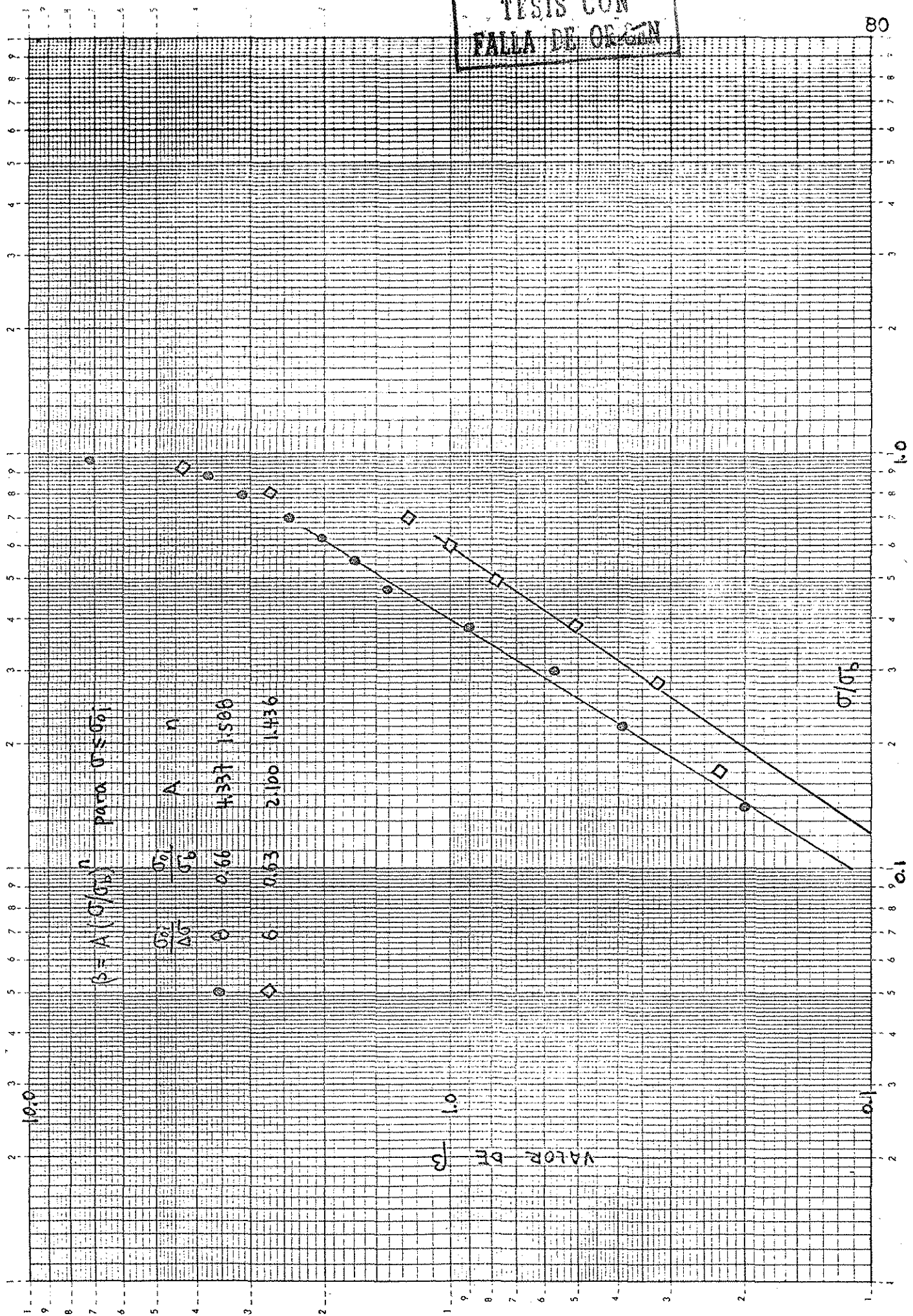


GRAFICO DE SA vs σ

TESTS CON FALLA DE ORIGEN

LOGARITMICO 2 x 3 CICLOS



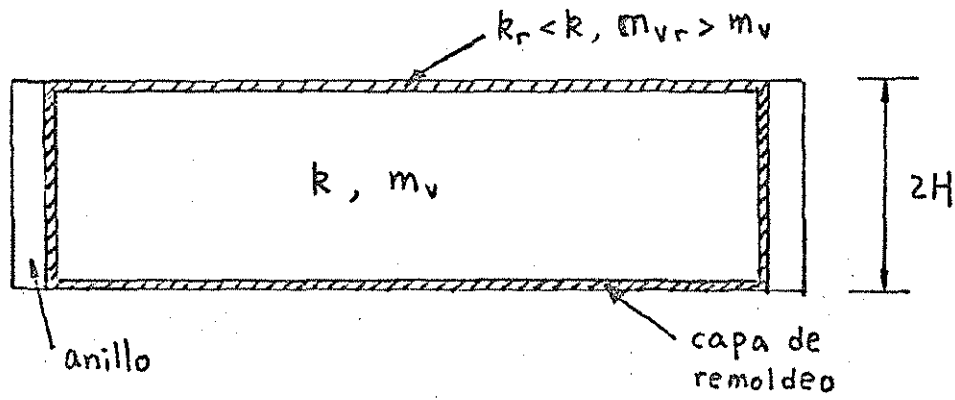


FIG. VI-10 EFECTO DEL REMOLDEO

C A P I T U L O V I I

CONCLUSIONES

En esta tesis, se planteó estudiar la influencia de los incrementos de esfuerzo en el odómetro, para lo cual se realizaron 6 pruebas con muestras inalteradas de arcilla de la Ciudad de México. 5 de ellas fueron de carga lineal, es decir, usando incrementos de esfuerzo iguales, las cuales se programaron con varias magnitudes del incremento de esfuerzo σ con relación a σ_{oi} definiéndose que $\Delta\sigma = \sigma_{oi}/N$ donde σ_{oi} es el esfuerzo efectivo de suelo en el campo. Se usaron 5 valores de N que fueron N = 10, 8, 6, 4 y 3. Otra prueba se efectuó convencionalmente en cuanto a la programación de carga que consiste en aplicar las cargas en forma geométrica, es to es, cada incremento de carga es doble del anterior. El análisis se limitó en la zona de recompresión que corresponde a la rama plana de la curva de compresibilidad, o bien en el rango de esfuerzo que no rebasa el esfuerzo crítico σ_b . De acuerdo con los resultados y sus interpretaciones presentados en el capítulo anterior, se llegan a las siguientes conclusiones:

- (1) De las pruebas realizadas se observa que cuando -

la magnitud del incremento de esfuerzo se aumenta, la deformación elasto-plástica de suelo (m_v) aumenta (Fig. VI-3, Pág. 74) y la viscosidad intergranular de suelo (m_t y β) disminuye - - (Figs. VI-4 y VI-5, Págs. 75 y 76).

(2) Obsérvese que si los incrementos de esfuerzo son menores de $\sigma_{oi}/8$, los parámetros se mantienen prácticamente invariantes con la magnitud del incremento de esfuerzo aplicado, de ello se deduce que a medida que el número de incrementos de esfuerzo N aumente, los parámetros aparentemente tienden a una configuración límite bien definida que caracteriza el fenómeno real del suelo.

(3) Se observa que el comportamiento de los parámetros con relación al aumento del nivel de esfuerzos es como sigue:

- i) El coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria m_v de la compresión primaria disminuye;
- ii) el coeficiente de compresibilidad volumétrica unitaria m_t de la compresión secundaria aumenta;
- iii) el factor que mide la magnitud relativa de la viscosidad intergranular β aumenta;
- iv) el coeficiente de consolidación primaria C_v se mantiene invariante a partir de cierto nivel de es---

fuerzo, que en esta investigación es de $\sigma/\sigma_{oi}=0.5$;

v) el coeficiente de permeabilidad k disminuye y

vi) el factor que modifica el factor tiempo primario ξ disminuye.

(4) Los parámetros que representan la viscosidad intergranular del suelo m_t y β presentan una función potencial con σ/σ_b siendo más consistente la configuración de β que la de m_t . El fenómeno observado de β v.s. σ/σ_b puede representarse por la siguiente expresión:

$$\beta = A(\sigma/\sigma_b)^n \quad \text{para} \quad \sigma < \sigma_{oi}$$

donde A y n son constantes que se determinan de la Fig. VI.-9. Se observa que en esta expresión todos los términos son adimensionales.

(5) Las curvas de compresibilidad y los valores del esfuerzo crítico σ_b no varían en forma importante con el efecto del incremento de esfuerzo, es decir, la configuración de la curva de compresibilidad y el lugar geométrico donde ocurre el quiebre en la curva son prácticamente los mismos sin importar la magnitud de los incrementos de esfuerzo.

(6) Los parámetros obtenidos de la prueba convencional del odómetro son muy inconsistentes, sus variaciones con-

el nivel de esfuerzo son erráticas comparadas con las pruebas de carga lineal y presentan valores mayores de m_v y los menores de m_t y β que los de las pruebas de carga lineal. Como los incrementos de carga cercanos al esfuerzo crítico son grandes, éste no se puede determinar con precisión.

(7) La teoría de consolidación utilizada en esta tesis, que fue formulada por el Dr. Zeevaert para suelos que exhiben viscosidad intergranular, tiene buena confrontación con los resultados de las pruebas del odómetro.

(8) Los factores involucrados en el equipo y en el procedimiento de la prueba afectan los resultados de la prueba haciéndose que el ajuste de la curva no sea satisfactorio; algunos factores son:

- i) la capa de remoldeo en la probeta de suelo,
- ii) la fricción entre el anillo y la probeta,
- iii) el acomodo de las piedras porosas.
- iv) la expulsión de aire atrapado en el contacto de las piedras porosas y el suelo, que no se verifica rápidamente.
- v) la imprecisión de la medición de deformación y
- vi) la inadecuada condición ambiental del laboratorio.

tal como vibración ajena de la prueba.

(9) La teoría de consolidación de Terzaghi aparentemente tiene limitaciones para interpretar el resultado de la prueba al principio y al final de la compresión primaria (Fig VII-1):

i) Al principio, el gradiente hidráulico de salida en la probeta de suelo es muy grande haciéndose dudosa la validez de la ley de Darcy, en este rango del tiempo el ajuste de la teoría con la prueba no es satisfactorio. Sin embargo, obsérvese que en el campo el gradiente hidráulico inducido -- por la construcción de edificios no es tan grande implicándose que no existe similitud entre el prototipo y el modelo.

ii) Al final de la compresión primaria, la viscosidad intergranular gradualmente aumenta, el ajuste de la curva debe hacerse con la teoría que puede explicar el fenómeno viscoso como la utilizada en la tesis.

(10) El valor del número de incremento de esfuerzo $N (= \sigma_{oi} / \Delta\sigma)$ es un buen índice para programar las cargas al efectuar la prueba, esto lleva otra ventaja de que σ_{oi} es conocido antes de la prueba.

Teniendo las conclusiones anteriores, especialmente los incisos (1) a (6), se recurrió a buscar alguna interpreta

ción física del fenómeno, que consiste en analizar el comportamiento de la estructura del suelo como sigue:

Se hace la hipótesis de que la estructura de los sedimentos lacustres y marinos como la arcilla de la Ciudad de México está formada por dos estructuras básicas:

i) estructura microscópica: arenas finas, limos, diatomeas y conchas microscópicas que son carentes de viscosidad intergranulares, constituyen el esqueleto de la estructura;

ii) estructura submicroscópica: aglomeraciones o flóculos de minerales de arcilla en los cuales se exhibe alta viscosidad intergranular, se adhieren a los granos de mayor tamaño.

Cuando se aplica una carga sobre el suelo, dos cosas pueden suceder:

I. Se aplica el incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ en forma instantánea de tal manera que los esfuerzos intergranulares son grandes;

II. Se aplica $\Delta\sigma$ en n incrementos de magnitud igual a $\Delta(\Delta\sigma)$ siendo $\Delta\sigma = \sum_n \Delta(\Delta\sigma)$, lo que implica esfuerzos intergranulares pequeños.

El comportamiento de la estructura de suelo es dife--

rente en los dos casos. Para el primer caso,

I. los esfuerzos intergranulares provocan comportamiento frágil por la fractura de granos y contactos entre ellos. Las fuerzas originalmente concentradas en los granos rotos se transmiten a otros granos produciéndose nuevas roturas y así sucesivamente, por lo cual se provoca un relajamiento de esfuerzo y en los granos minerales de la estructura submicroscópica la viscosidad intergranular se desarrolla con menor intensidad. Entonces, por la rapidez y la magnitud con que se aplica la carga, la mayor parte del acomodamiento de los granos durante el incremento de carga se debe a la rotura de los granos de suelo implicando mayor deformación plástica, la estructura de suelo tiene comportamiento de falla frágil. En cambio, para el segundo caso,

II. los esfuerzos intergranulares no son suficientes para producir la rotura significativa de los granos, éstos ceden lentamente ocupando posiciones más estables; como la rapidez de carga es pequeña, en la estructura submicroscópica del suelo se exhibe alta viscosidad intergranular. De esta manera, las fuerzas se transmiten entre granos sin producir muchas roturas frágiles, el acomodamiento de los granos se hace principalmente mediante el flujo viscoso entre ellos, el suelo en conjunto se comporta a manera de un material dúctil.

Estos razonamientos se constatan con los resultados-

experimentales (véase las Figs. VII-3 a VII-9, Págs. 74 a 80), esto es, cuando el número de incrementos de esfuerzo es mayor, el efecto de la compresión primaria que incluye el efecto de roturas de grano disminuye, y la viscosidad intergranular se hace más notable. Obsérvese que de esta manera la deformación unitaria total no debe variar en forma significativa. Esto tentativamente proporciona una forma de explicar el hecho de que, las curvas de compresibilidad y los valores del esfuerzo crítico σ_b no varían mucho con el efecto del incremento de esfuerzos.

De acuerdo con lo expuesto anteriormente se concluye finalmente que la prueba convencional del odómetro no es adecuada por las siguientes razones:

- i) La forma geométrica de la aplicación de carga no tiene similitud con la condición de carga en el campo;
- ii) grandes magnitudes de los incrementos de esfuerzo producen roturas frágiles de los granos de suelo e impiden el efecto viscoso intergranular, las condiciones de carga son incongruentes con las del campo y haciéndose no representativo el comportamiento del suelo;
- iii) por la magnitud de la carga aplicada, el gradiente

hidráulico en la probeta de suelo es extremadamente grande, lo cual no se presenta en el campo;

- iv) los parámetros de consolidación determinados muestran erraticidad por lo que no son confiables; y
- v) el esfuerzo crítico no se puede determinar con precisión.

C A P I T U L O V I I I

RECOMENDACIONES

VIII.1 Programación de Carga.

(1) La prueba del odómetro debe realizarse con incrementos de carga iguales y pequeños. El número de incrementos de esfuerzo definido en la tesis $N(= \sigma_{oi} / \Delta\sigma)$ es un buen índice para la programación, lo cual no debe ser menor que 8 donde σ_{oi} es el esfuerzo efectivo de suelo en el campo y $\Delta\sigma$, el incremento de esfuerzo por programar.

(2) Debe mantenerse la magnitud del incremento de esfuerzo programado $\Delta\sigma$ hasta que se rebasa el quiebre en la curva de compresibilidad que define el esfuerzo crítico σ_b . Rebasando σ_b las cargas pueden aplicarse con incrementos iguales a $2(\Delta\sigma)$.

VIII.2 Preparación de Muestras.

(1) La muestra de suelo debe ser inalterada y lo más homogénea posible para cada prueba. Es mejor usar muestras cúbicas que las extraídas con el muestreador si el nivel de -

agua se permite.

(2) Cuando se utiliza el muestreador, deben elegirse aquellos que producen la menor alteración posible del suelo. Es recomendable usar el tubo Shelby de 5" de diámetro. Durante el empaque, el transporte y el almacenamiento, las muestras deben protegerse con extremo cuidado.

(3) El tubo de la muestra se corta evitando perturbación y si es posible con un cortador hidráulico. Si la muestra cortada requiere transporte, es necesaria nuevamente la protección de ella.

(4) La muestra cortada debe someterse de inmediato a la prueba. La probeta de suelo debe obtenerse del corazón de la muestra.

(5) El labrado de la probeta debe ser rápido sin perder el cuidado debido. El ranurador debe ajustarse exactamente a la arista del anillo manteniéndose esta posición a lo largo del labrado.

(6) El enrase de la probeta debe efectuarse con una regla metálica rígida y afilada, el número de pasadas no debe ser mayor que 2.

VIII.3 Equipos y Montaje.

(1) Con el fin de reducir la fricción entre el anillo y el suelo el interior del anillo debe estar pulido, además, se debe poner una película de grasa de silicón repelente al agua.

(2) Para reducir el efecto de amasamiento, la altura del anillo no debe ser menor que 2.5 cm (véase sección VI. 3- Pág. 69).

(3) Después de haber sido hervidas para expulsar sustancias extrañas, las piedras porosas deben estar limpias y deben permitir libremente el paso del agua; se debe sacudir el agua en exceso de tal manera que las superficies de las piedras presenten apariencia húmeda.

(4) Las piedras porosas deben tener un diámetro menor que el interior del anillo para impedir que friccionen en el anillo.

(5) El equipo debe ser sensible con la aplicación de carga y exento de fricción, además debe estar bien balanceado.

(6) La probeta debe colocarse en el odómetro centrándose exactamente al vástago. Se debe evitar cualquier impacto -

al colocar el marco de carga.

(7) La medición de la deformación debe realizarse -- con un micrómetro con precisión de 1 micra ($1 \text{ micra} = 10^{-3} \text{ mm}$).

(8) Las pesas de carga deben colocarse con mucho cuidado, es recomendable poner un colchón de esponja sobre la -- ménsula de portapesas con el cual se amortigua el impacto.

VIII.4 Realización de Prueba.

(1) La inundación de la probeta se debe efectuar poniendo agua destilada poco a poco, y al mismo tiempo, se contrarresta la expansión del suelo por medio de aplicar la carga gradualmente. El primer incremento se aplica sólo cuando el micrómetro se estabilice.

(2) Para conocer la compresión primaria y la secundaria, se debe dejar la carga sostenida por suficiente tiempo - hasta que se defina bien la rama recta de la compresión secundaria en la escala semi-logarítmica.

(3) Para determinar adecuadamente los parámetros de consolidación es recomendable dibujar las curvas de consolidación en papel semi-logarítmico de desplazamiento vertical -

en micras vs. tiempo en segundos.

(4) Se recomienda efectuar la prueba en un lugar donde no exista perturbación ajena a la prueba ni cambios de temperatura.

VIII.5 Presentación de Resultados.

(1) La Curva de compresibilidad se debe presentar - en escala aritmética y el esfuerzo crítico se determina en la misma escala.

(2) La mejor representación de los parámetros con - el nivel de esfuerzo es como sigue:

para m_v	en escala natural
para m_t	en escala doblémente-logarítmica
para β	en escala doblémente-logarítmica
para C_v	en escala natural
para k	en escala natural y
para ξ	en escala semi-logarítmica

Se recomienda normalizar el nivel de esfuerzo con respecto al esfuerzo crítico.

VIII.6 Futuros Estudios.

(1) Se recomienda realizar investigaciones semejantes a la efectuada en esta tesis con los suelos compresibles de otro origen.

(2) Al principio del proceso de consolidación, el gradiente hidráulico en la probeta de suelo es muy grande haciendo dudosa la aplicación de la ley de Darcy en la teoría. Se recomienda investigar el rango del factor tiempo en donde la ley de Darcy se reconozca como válida.

(3) Para lograr la similitud de la condición de carga en el campo y en el laboratorio, la carga debe aplicarse gradualmente y lentamente. Se recomienda investigar cómo realizarse la prueba del odómetro aplicando la carga en forma continua y controlando la rapidez de carga.

(4) En la prueba convencional del odómetro, la presión hidráulica antes de aplicar la carga es nula. Se recomienda investigar cómo varían los parámetros si la prueba se hace aplicando la presión hidráulica del suelo en el campo.

97

R E F E R E N C I A S

1. Buisman, K.A.S. (1936) "Results of Long Duration Settlement Tests". Proc. I ICOSOMEFE, Vol. I, - p. 103-106, Cambridge.
2. Langer, K. (1936) "The influence of the Speed of Loading-Increment on the Pressure - void Ratio - Diagram of Undisturbed Soil Samples", -- Proc. I ICOSOMEFE, Vol. II p. 116-120, - Cambridge.
3. Leonards, G.A. y Ramiah, B.K. (1959) "Time Effects in the Consolidation of clays", Six-second Annual Meetings Papers, ASTM. Atlantic City, -- N.J.
4. Murayama, S. y Shibata, T. (1961) "Rheological Properties of clays" Proc. V ICOSOMEFE, Vol. I p. -- 269-273, Paris.
5. Tan, T.K. (1957) "Secondary Time Effects and Consolidation of Clays" Academia Sinica, Junio, -- Harbin, China.
6. Taylor, D.W. (1942) "Research on Consolidation of Clays" serial 82 Massachusetts Institute of Technology, Agosto. Cambridge, Massachusetts.

7. Terzaghi, K. (1941) "Undisturbed Clay Samples and Undisturbed Clays" Journal of the Boston Society of Civil Engineering. No. 324, Julio.
8. Wahls, E.H. (1962) "Analysis of Primary and Secondary Consolidation", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE Vol. 88, No. SM6, Diciembre.
9. Zeevaert, L. (1951) "Ecuación Completa de Consolidación para Depósitos de Arcilla que Exhiben Fuerte Compresión Secundaria", Revista de Ingeniería. Nos. 6, 7 y 8, p.p. 57-72, abril-agosto, México.
10. Zeevaert, L. y Vogel, H. (1953) Discusión en III ICOSOMEFE Vol. III, Pág. 129-132, Zürich.
11. Zeevaert, L. (1957) "Consolidation of México City Volcanic Clay", Proceeding Joint Meeting of ASTM and SMMS p.p. 18-23. Diciembre, Ciudad de México.
12. Zeevaert, L. (1967) "Consolidation Theory for Materials Showing Intergranular Viscosity", Tercera Conferencia Panamericana en Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. I p. 89-110, Caracas, Venezuela.
13. Zeevaert, L. (1968) "Apuntes de Mecánica de Suelos sobre Tecnología y Problemas de Ingeniería Civil de los Materiales del Subsuelo", Vol. I. Primer Cuaderno "Propiedades Cuantita

tivas de los Materiales del Subsuelo", -
3a. Ed. Facultad de Ingeniería, UNAM.

14. Zeevaert, L. (1983) "Foundation Engineering for Diffi- -
cult Subsoil Conditions", 2a. Ed. Van --
Nostrand Reinhold Company Inc.
15. Zeevaert, L. (1984) "Viscosidad Intergranular en Suelos -
Finos Saturados" Publicación de la Divi-
sión de Estudios de Posgrado de la Facul-
tad de Ingeniería, UNAM (en prensa)

NOTAS:

ASCE = American Society of Civil Engineering.

ASTM = American Society for Testing and Materials.

ICOSOMEFE = International Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering.

SMMS = Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

100

A P E N D I C E A

PROCEDIMIENTO DE PRUEBA DEL ODOMETRO

A.1 Determinación de la Compresibilidad del Equipo.

1. Se balancea todo el aparato, ajustando el sector circular de modo que quede en la posición horizontal.

2. Se coloca la casuela de consolidación en la placa-base con sus piedras porosas, placa de carga y varín, y un espaciador metálico que se emplea en sustitución de la probeta-del suelo. Se coloca el micrómetro arriba del marco.

3. Se aplica una carga en el portapesas y se registra la deformación en el micrómetro.

4. Se repite el paso anterior para todos los incrementos de carga programados en el rango de la carga máxima por utilizar. Luego se efectua la descarga registrándose la deformación también.

5. Se grafica la curva carga en el portapesas v.s. de formación del equipo. La determinación se repite varias veces hasta que se tenga un juego consistente de resultados.

El resultado de esta determinación se presenta en la Fig. A-1.

A.2 Determinación de las Cargas Aplicadas a la Probeta del Suelo durante la prueba.

1. Se coloca el anillo calibrado entre la placa-base y el marco de carga. Se ajustan las varillas del marco de modo que la sección del sector sea horizontal.

2. Se coloca en el portapesas las pesas y se registran las lecturas correspondientes en el micrómetro del anillo calibrado, de las cuales se pueden obtener las cargas registradas por medio de la curva de calibración del anillo.

3. Se repite el paso anterior por varias veces.

4. Se promedian los resultados obtenidos los cuales no se difieren demasiado. Se dibuja una curva de cargas aplicadas en el portapesas y cargas aplicadas en la probeta de suelo.

Esta curva se aparece en la Fig. A-2.

A.3 Labrado de la Probeta de Suelo.

Todo el proceso se realiza en el cuarto húmedo.

1. El tubo de muestra inalterada del suelo por labrar

tiene unos 6 cm de largo y 5" de diámetro interior, lo cual es tá tapado en ambos extremos con parafina. Se separa el suelo y la pared del tubo mediante sierra de alambre. Se extrae la muestra del suelo del tubo con poca presión.

2. Se corta la porción central de la muestra, cuyo es pesor es aproximadamente el doble de la altura del anillo de consolidación y de tamaño ligeramente mayor que el diámetro interior del anillo.

3. Se aplica interiormente al anillo una película de grasa de silicón, se lo coloca en el torno de labrado y se -- centra la muestra en el anillo.

4. Se labra el suelo con el ranurador adecuado girando lentamente el torno de labrado. El ranurador se ajusta -- exactamente a la arista interior del anillo. Se coloca una placa de vidrio por encima de la muestra de suelo y se empuja hacia abajo cuidando de no ladear la probeta.

5. Se continúa el labrado hasta que la probeta sobresalga unos 5 mm por abajo del extremo inferior del anillo.

6. Se remueve cuidadosamente el exceso de suelo en la parte superior de la muestra, iniciando el enrasede de la periferia hacia el centro con un arco de alambre, y después por medio de una regla rígida recta y afilada se enrasa la probeta exactamente al borde del anillo de consolidación. El número de pasadas de la regla es menor que 5.

7. Se coloca la placa de vidrio en la parte superior de la muestra. Se invierten la probeta y el anillo y se repite el paso anterior para otra parte de la muestra.

8. Se retiran las placas de vidrio deslizándose hacia afuera de la probeta, se colocan las piedras porosas de la misma manera y se las apresionan un poco. Las piedras porosas ya están saturadas y secas superficialmente.

9. Después, se empieza la saturación de la probeta del suelo, que está descrita en la Secc. V.4 de Pág.

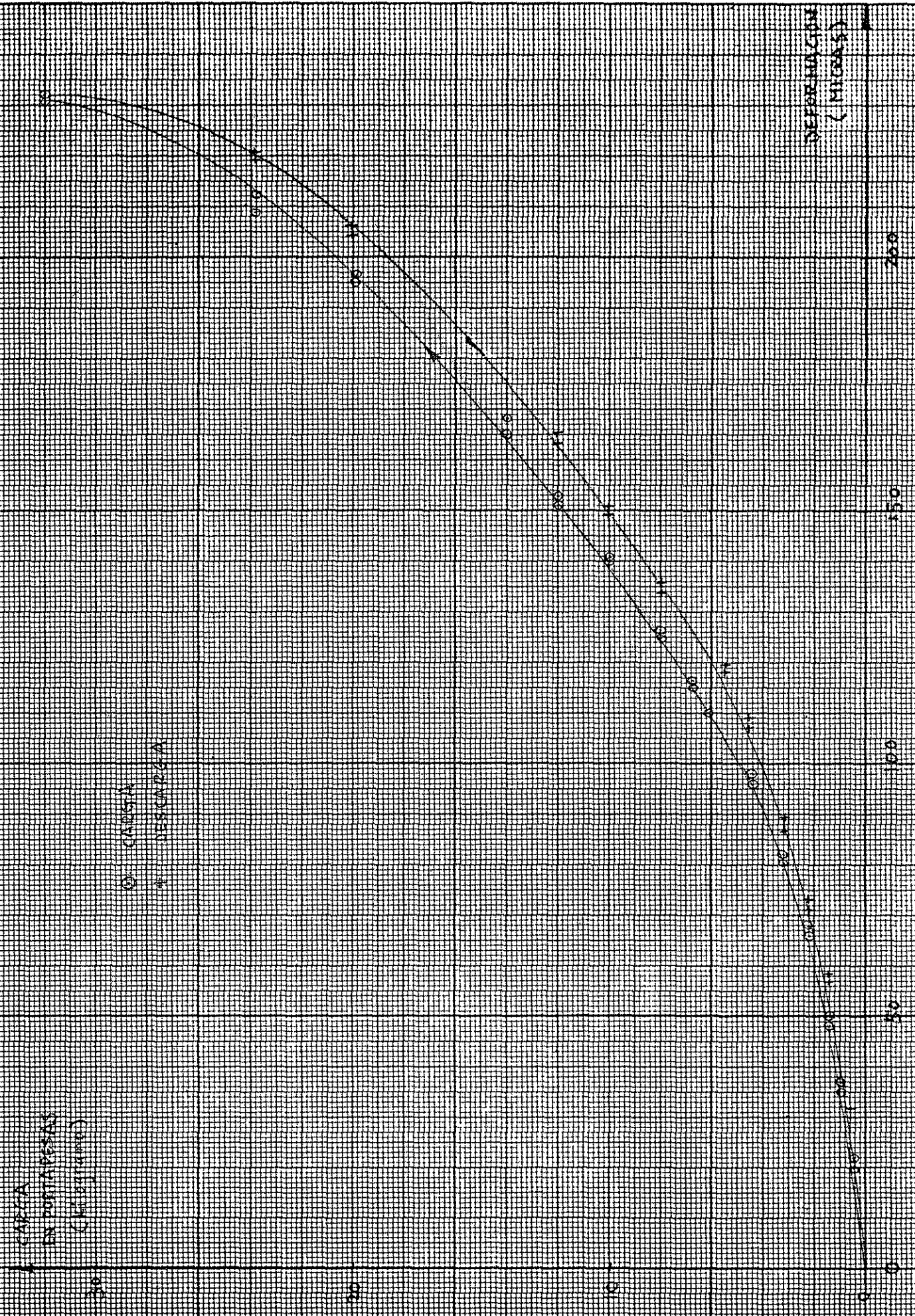
Durante el labrado, se determinan el contenido de agua, el peso de la probeta húmeda del suelo antes de la prueba.

A.4 Consolidación de la Probeta.

1. Se colocan las pesas en el portapesas con suavidad.

2. Se registran las lecturas de deformación en el micrómetro en cada incremento de carga. Los primeros tiempos de registro son: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 300, 600, 900 segundos, continuando hasta 86400 segs (24 hrs).

3. Al terminar la prueba, se determinan el peso de la probeta húmeda y seca, y sus propiedades índice.



○ CARGA
▲ RESORTE

FIG. A-1 COMPRESION DEL EQUIPO

CARGA DE
PUNTEO
(Kg/cm²)

CARGA SOBRE LA PUNTA
DE LA PUNTA
CARGA DE POTENCIAS

CARGA SOBRE
LA PUNTA
(Kg/cm²)

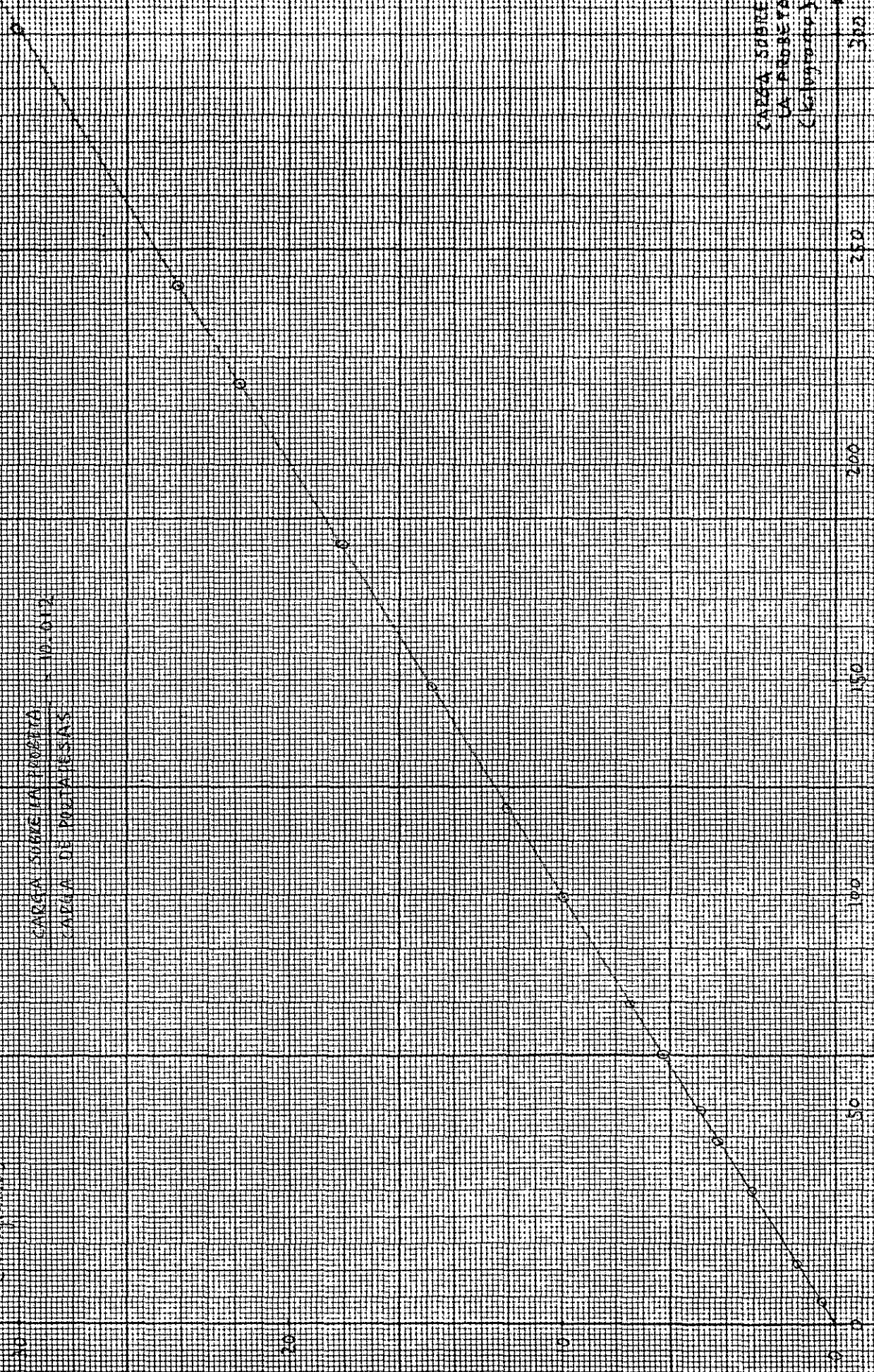


FIG. N.º 2 RELACION DE CARGAS

A P E N D I C E B

RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DEL ODOMETRO

B-1 Método de Determinación de los Parámetros

(1) Se escoge un punto A de la curva de consolidación próximo al eje de los desplazamientos verticales, se observa el tiempo, como abscisa, que le corresponde y se busca sobre la curva el punto B cuya abscisa sea cuatro veces la del punto A. El valor de la diferencia de ordenadas entre ambos puntos se lleva a partir del punto A hacia el origen de ordenada obteniéndose de este modo un punto O. Se repite la misma construcción eligiéndose otros puntos A de la curva próximos al primero, se obtiene otras posiciones del punto O. Una línea promedia entre los puntos O, paralela al eje de los tiempos, define el origen aproximado del proceso de consolidación y el desplazamiento inmediato debido al aire δ_a , tal origen se toma como la partida de los desplazamientos verticales en el siguiente inciso.

(2) La ecuación de consolidación de la teoría utilizada está expresada como (Ref. 15):

$$\delta = \delta_{ep} F(Tv) + C_t \log (1 + t/\tau) \tag{B-1}$$

Se determina primero C_t que es la pendiente de la curva en la zona recta de la ley logarítmica, para dos puntos sobre esta

$$C_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log(t_2/t_1)} \quad (\text{B-2})$$

Para un valor de $T_v \cong 2.0$ se obtiene $F(T_v) = 1$ que corresponde el lugar donde la curva de consolidación sufre una inflexión en su curvatura, a este punto se le designa por B (δ_B, t_B); se escoge otro punto $F(\delta_F, t_F)$ que es el final de la consolidación en este incremento de carga. El valor de $\bar{\tau}$ se calcula como:

$$\bar{\tau} = \frac{e^a t_f - t_b}{1 - e^a} \quad \text{y} \quad a = 2.31 \left(\frac{\delta_B - \delta_F}{C_t} \right) \quad (\text{B-3})$$

Conociendo el valor de $\bar{\tau}$ se calcula δ_{ep} por medio de:

$$\delta_{ep} = \delta_B - C_t \log(1 + t_B/\bar{\tau}) \quad (\text{B-4})$$

Como primera aproximación para el valor de C_v se utiliza $\delta_{ep}/2$ encontrando en la curva un valor para t_{50} , que corresponde al 50% de compresión primaria, esto es para $T_v = 0.2$ y $F(T_v) = 0.5$, de donde

$$C_v = 0.2 H^2/t_{50} \quad (\text{B-5})$$

Enseguida se calcula $\xi = H^2 / (\zeta C_v)$ y se entra en la siguiente ecuación para el 50% de consolidación.

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_{ep} + C_t \log (1 + 0.2 \xi) \quad (B-6)$$

Con un nuevo valor de δ_{50} , calculado de (B-6) se encuentran nuevos valores t_{50} , C_v y ξ respectivamente. Se repite el cálculo y usando (B-6) se encuentra un valor mejorado de δ_{50} . Se prosigue con la iteración hasta que los valores de C_v y ξ ya no cambien sustancialmente.

Teniendo los valores de C_v , δ_{ep} , C_t y ζ , usando (B-1) se calcula δ para diferentes tiempos t . La curva calculada comparada con la experimental. Si el ajuste no es satisfactorio, se repite el cálculo anterior escogiéndose un nuevo punto B. Se prosigue con la iteración hasta encontrarse el mejor ajuste, de donde se obtienen los valores definitivos de C_v , δ_{ep} , C_t , ξ y t_{50} .

(3) Los parámetros que intervienen en la teoría pueden calcularse por medio de las expresiones que se proporcionan a continuación para un determinado nivel de esfuerzo medio $p + \frac{1}{2} \Delta p$ correspondiente a cada una de las curvas de consolidación obtenidas en el odómetro, respectivamente.

$$m_v = \frac{\delta_v}{2H \Delta p} \quad \text{donde} \quad \delta_v = \delta_a + \delta_{ep}$$

$$m_t = \frac{C_t}{2H \Delta p} \quad \text{y}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v}$$

Los valores de C_v y ξ serán los obtenidos anteriormente durante el método de ajuste. El valor de k se calcula como sigue:

$$k = (m_v) (C_v) (\gamma_w)$$

Nótese que el valor de $2H$ es el espesor medio expresado como:

$$2H = 2H_i - \Delta\delta/2$$

Donde $2H_i$ es el espesor inicial antes del incremento de carga y $\Delta\delta$, desplazamiento total en dicho incremento.

B-2 Gráficas y Tablas.

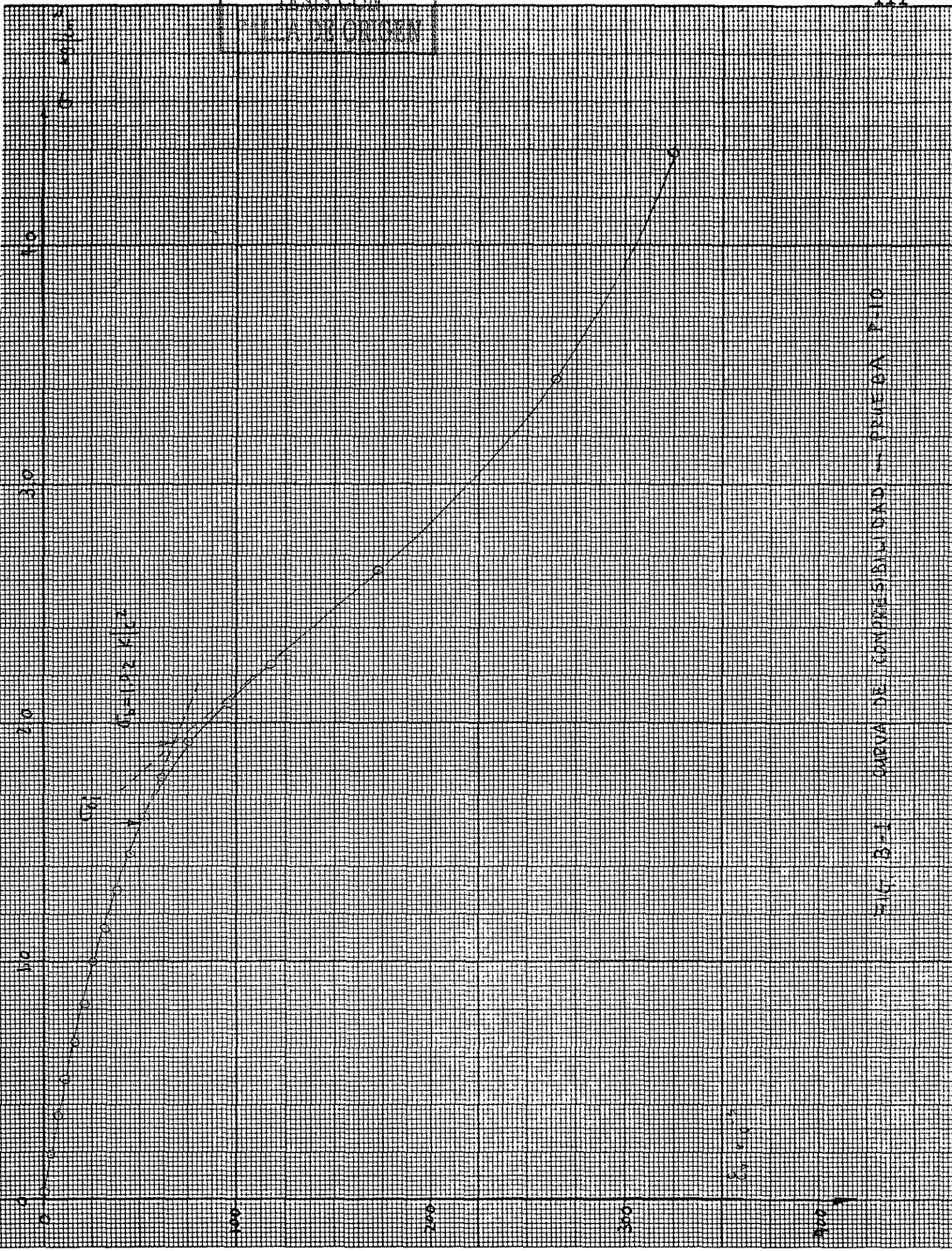


FIG. B-1 CURVA DE COMPRESIBILIDAD -- PRUEBA P110

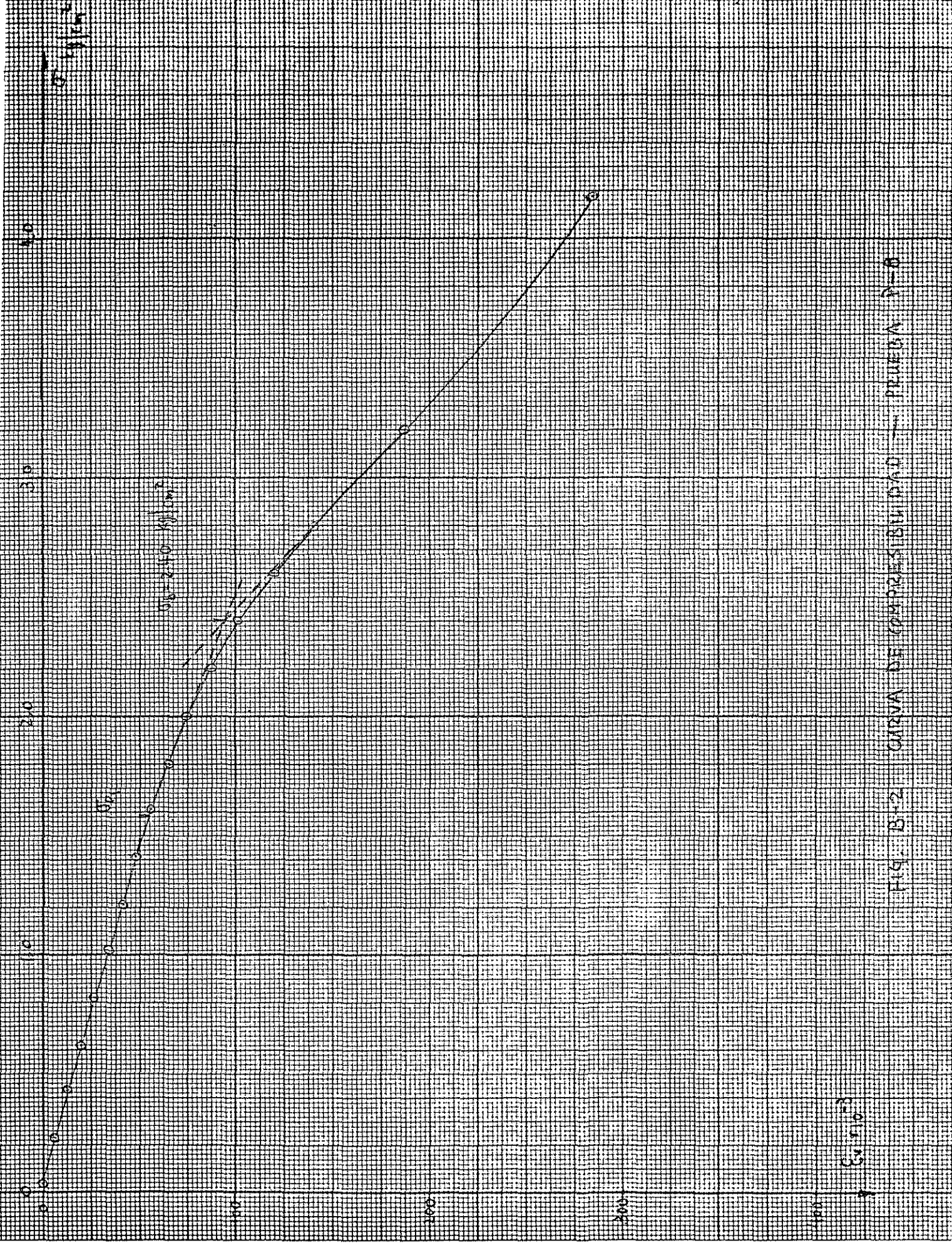


FIG. B-2 CURVA DE COMPRESIBILIDAD — PLUMA A-0

CURVA

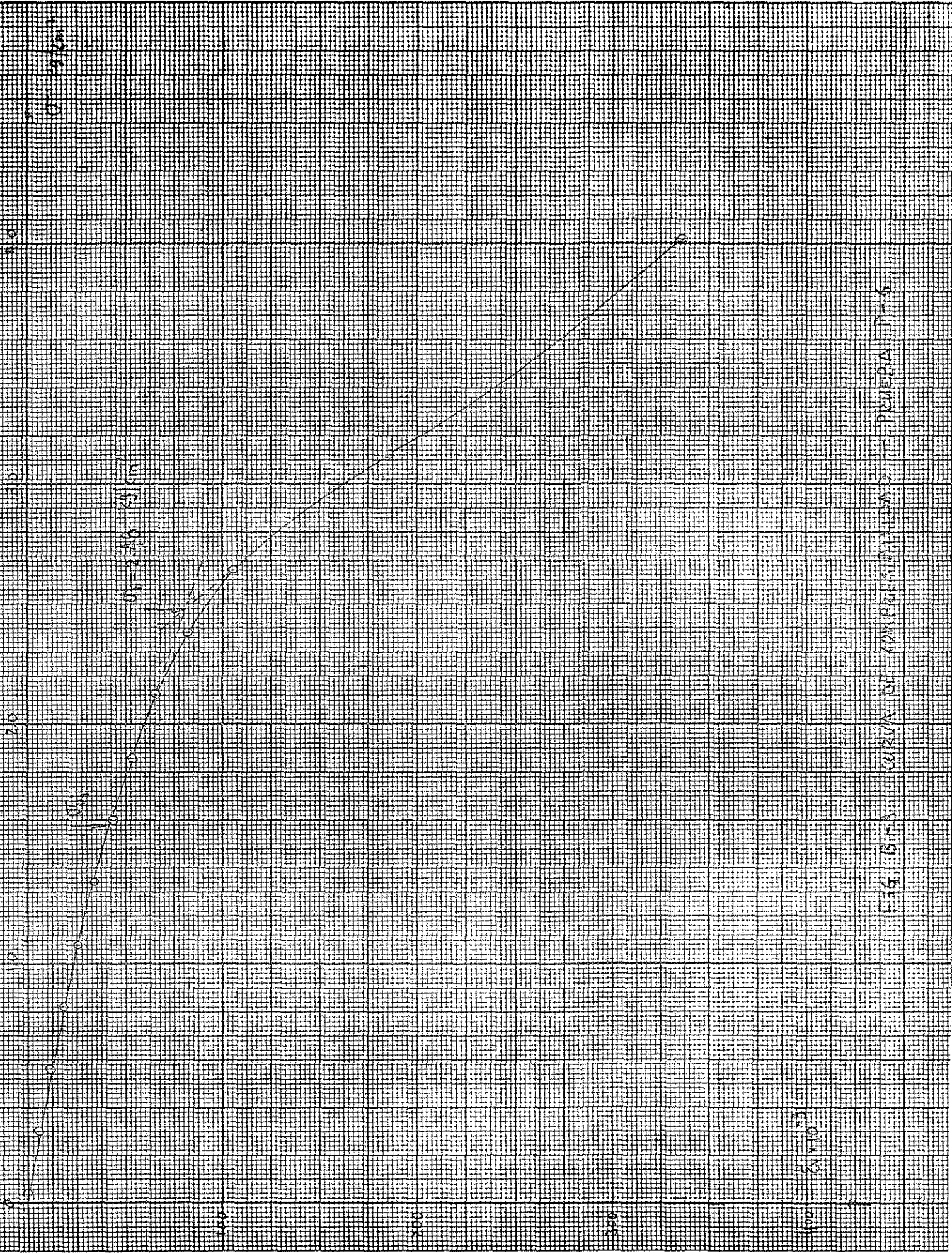


FIG. 675 CURVA DE CONVERGENCIA PEQUENA PMS

1600 20110

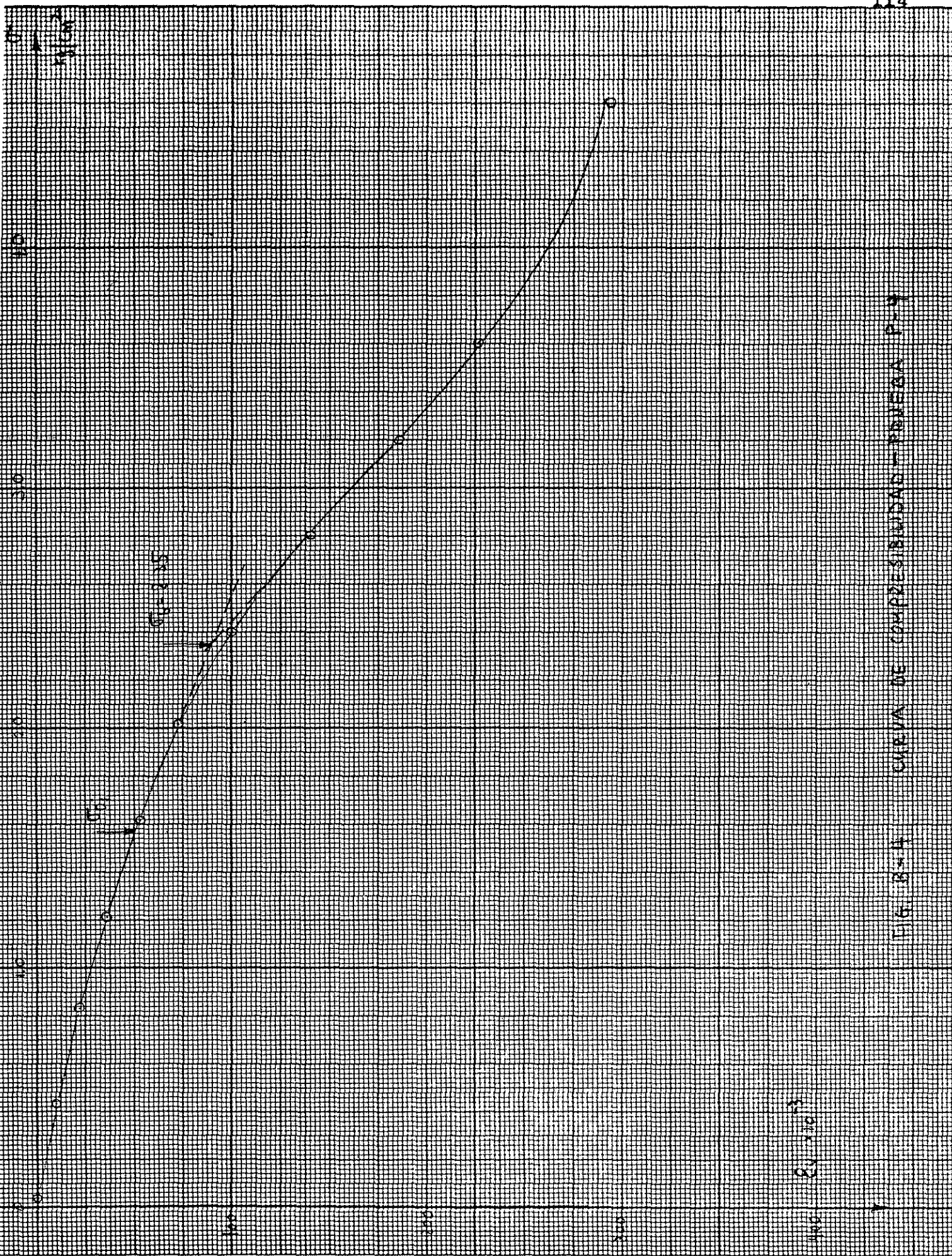


FIG. 13-4 CURVA DE COMPRESION - PESO P-9

100

100

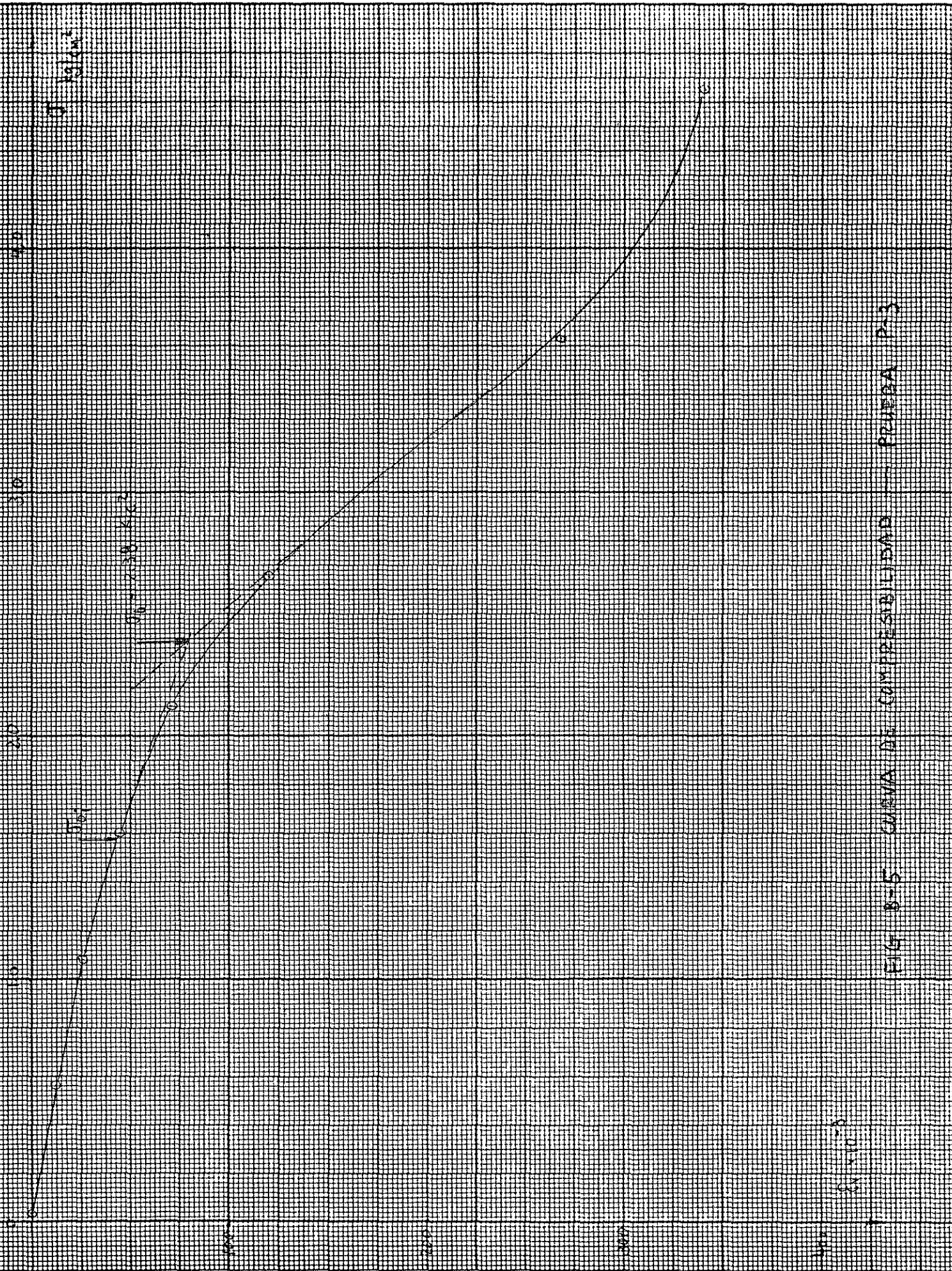


FIG 8-5 CURVA DE COMPRESIBILIDAD - PUNTA P3

8-5

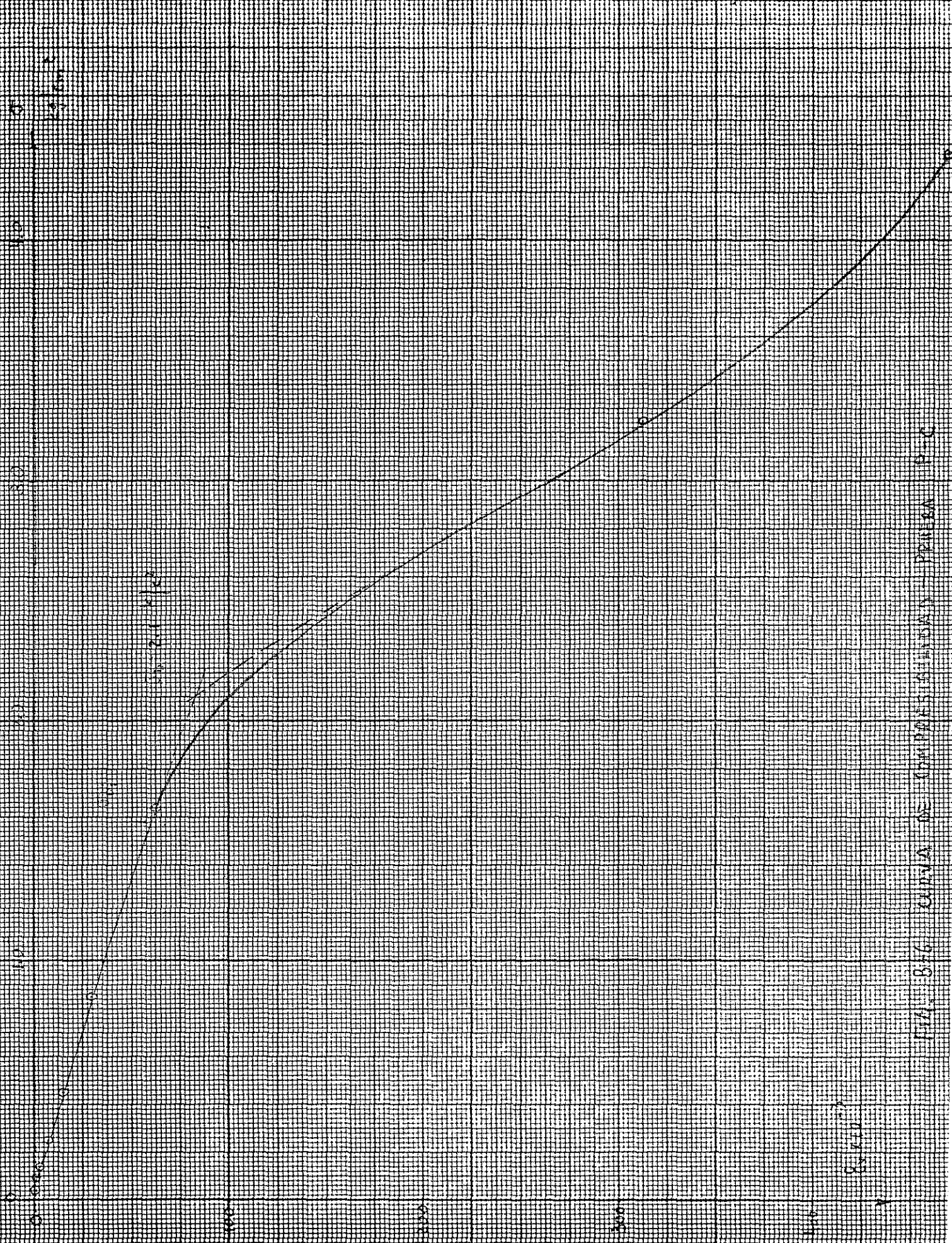


FIG. 3. CURVA DE DIMINUISTIUNEA PERIODA P-C

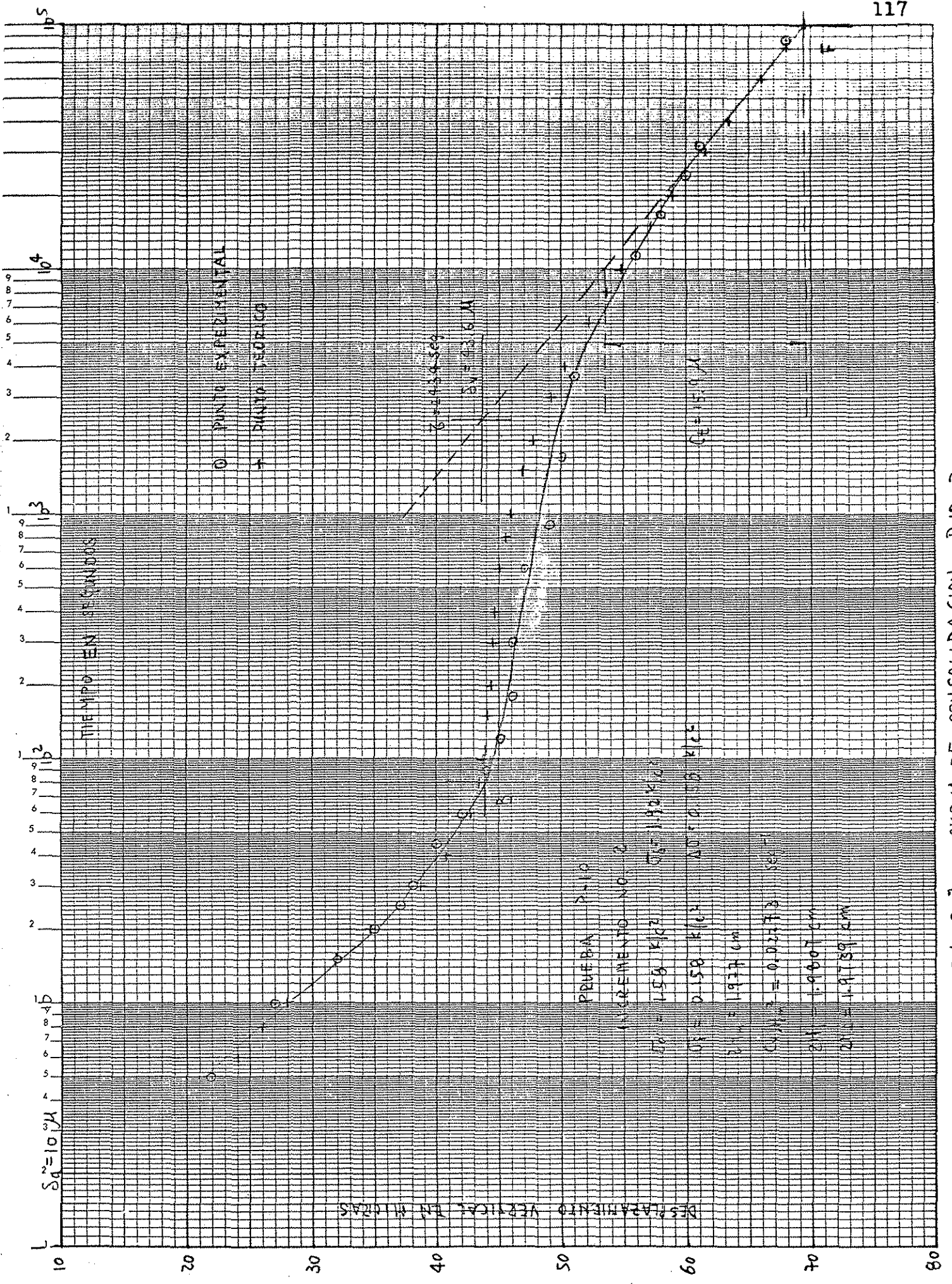
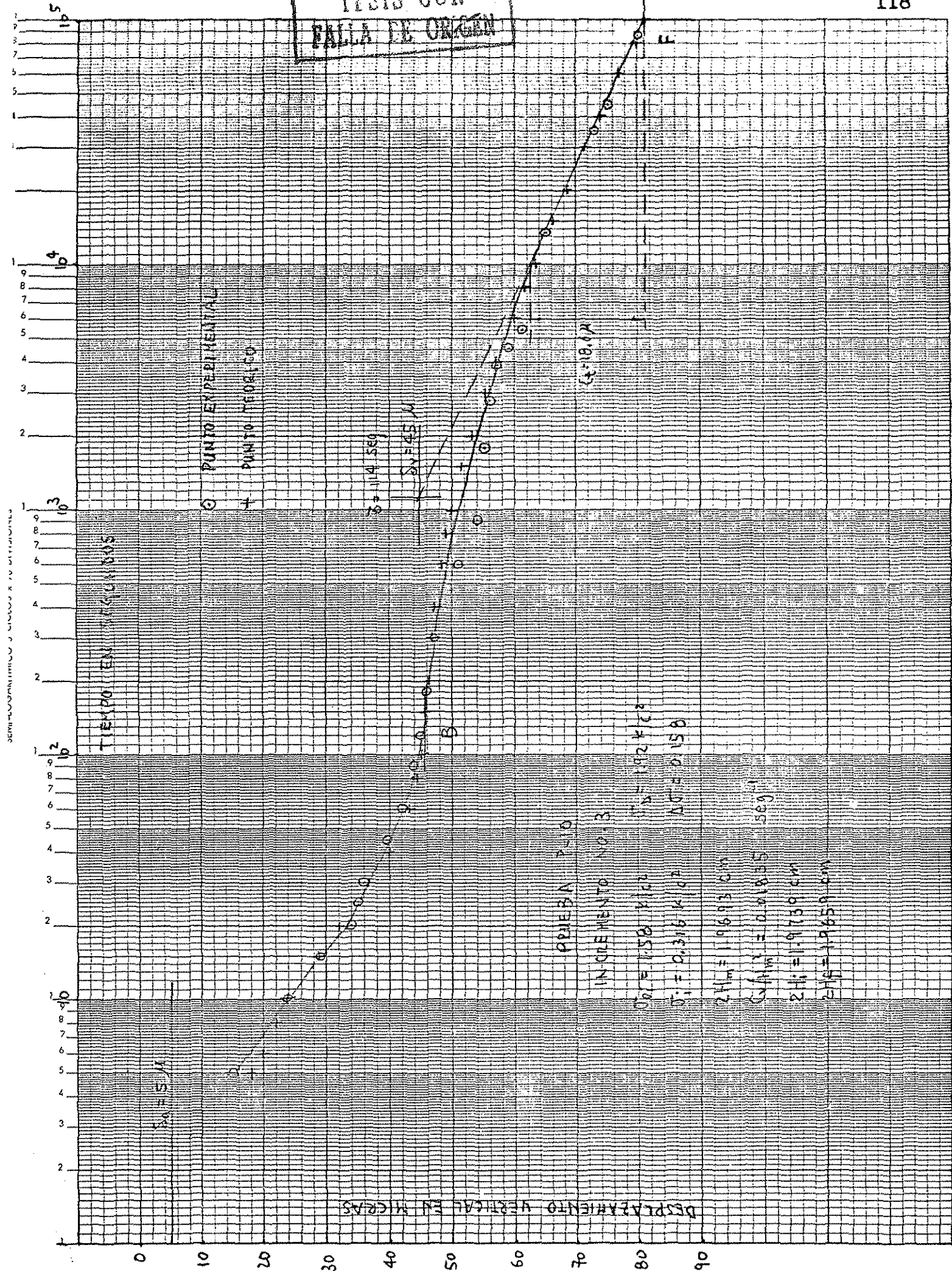


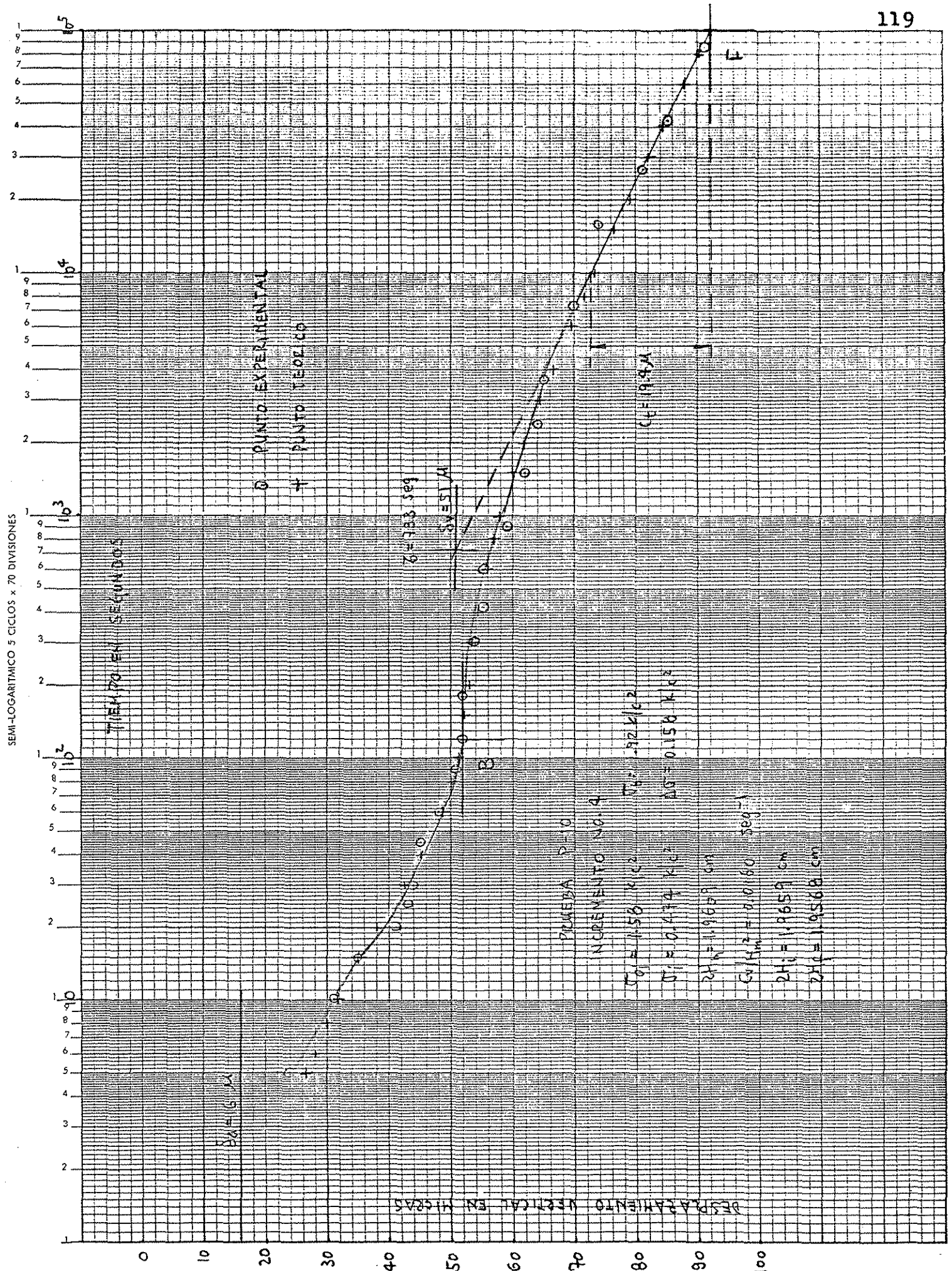
FIG. B-7 CURVA DE CONSOLIDACION P-10-2

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



F. 4 R-8 CURVA DE CONSOLIDACION P-10-3

SEMI-LOGARITMICO 5 CICLOS x 70 DIVISIONES



TIEMPO EN SEGUNDOS

DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN MÍCRAS

$S_{01} = 2 \mu$

PRUEBA P-0

INCREMENTO NO. 5

$\Delta t_1 = 158 \mu s$ $\Delta f = 192 \text{ Mc}$

$\Delta t_2 = 252 \mu s$ $\Delta f = 0.158 \text{ Mc}$

$\Delta t_3 = 19512 \mu s$

$\Delta t_4 = 0.0695 \text{ seg}$

$2H_1 = 19566 \text{ cm}$

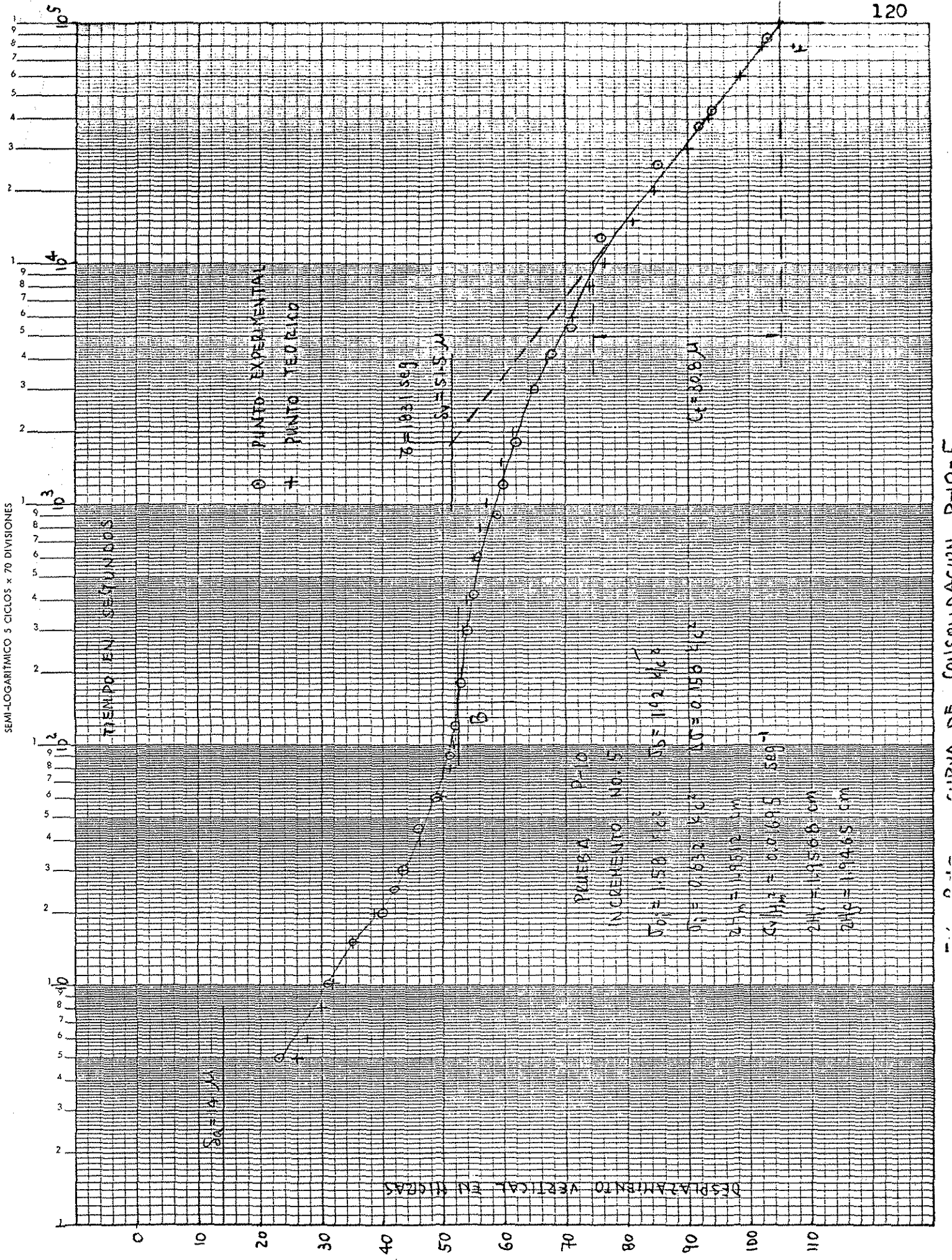
$2H_2 = 19465 \text{ cm}$

$\Delta t = 1831 \text{ seg}$

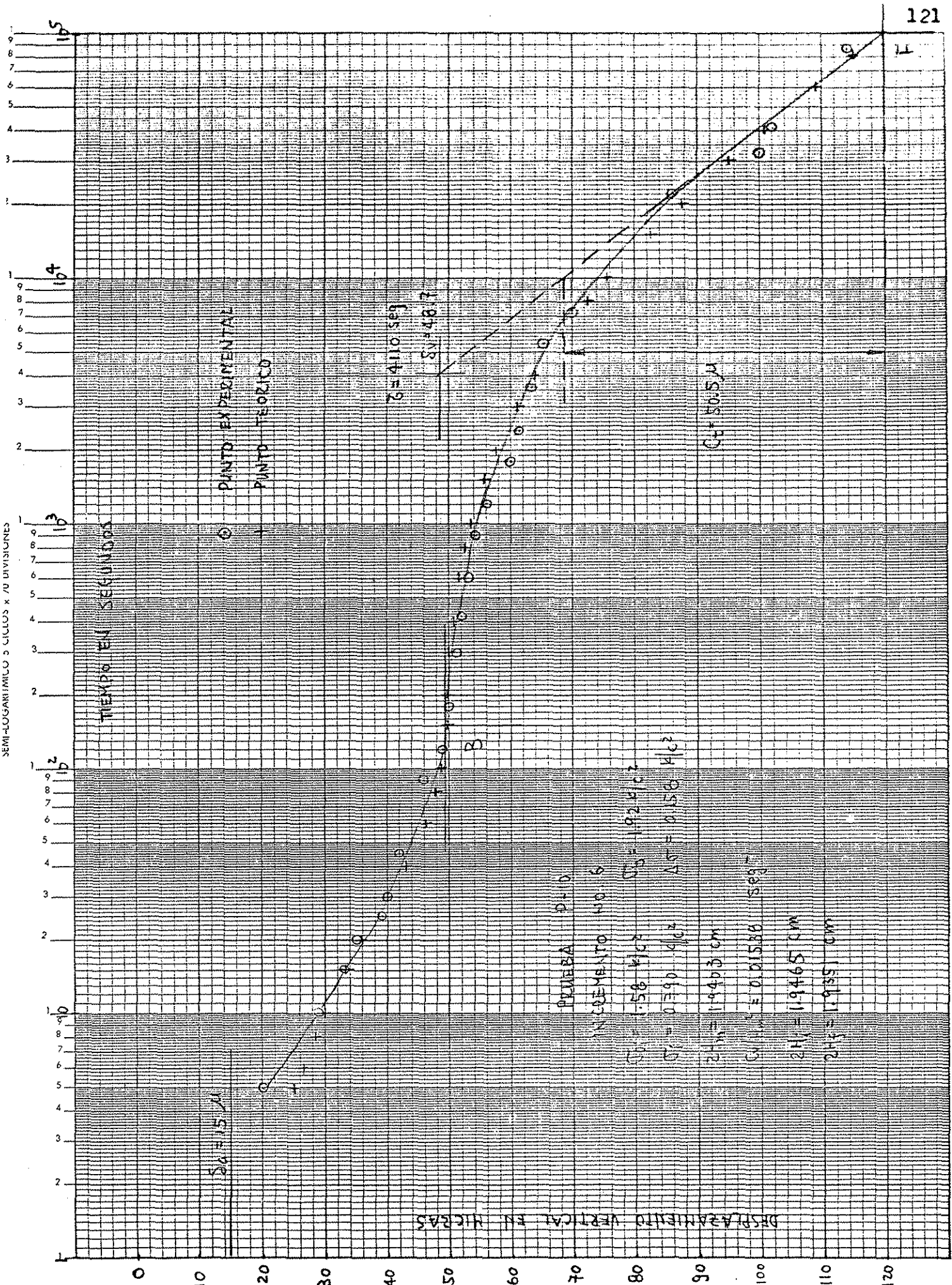
$\Delta f = 515 \mu$

$C = 308 \mu$

○ PUNTO EXPERIMENTAL
+ PUNTO TEÓRICO



SEMI-LOGARITMICO 5 CICLOS x 70 DIVISIONES



TIEMPO EN SEGUNDOS

DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN MICRAS

$\Delta U = 15 \mu$

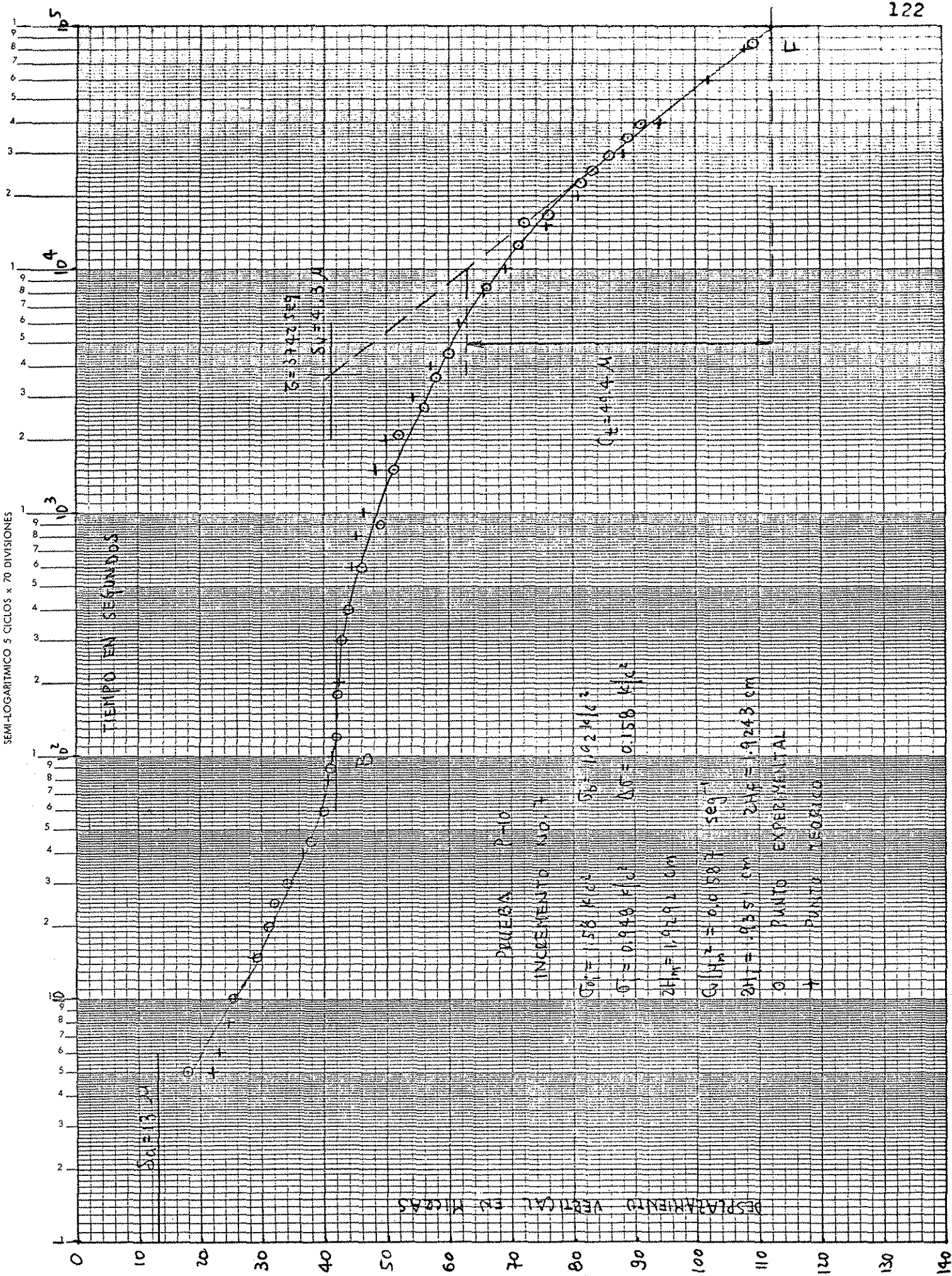
PUNTO EXPERIMENTAL
PUNTO TEORICO

$\Sigma = 4110 \text{ SEP}$
 $\Delta U = 48.7$

$C_H = 30.5 \mu$

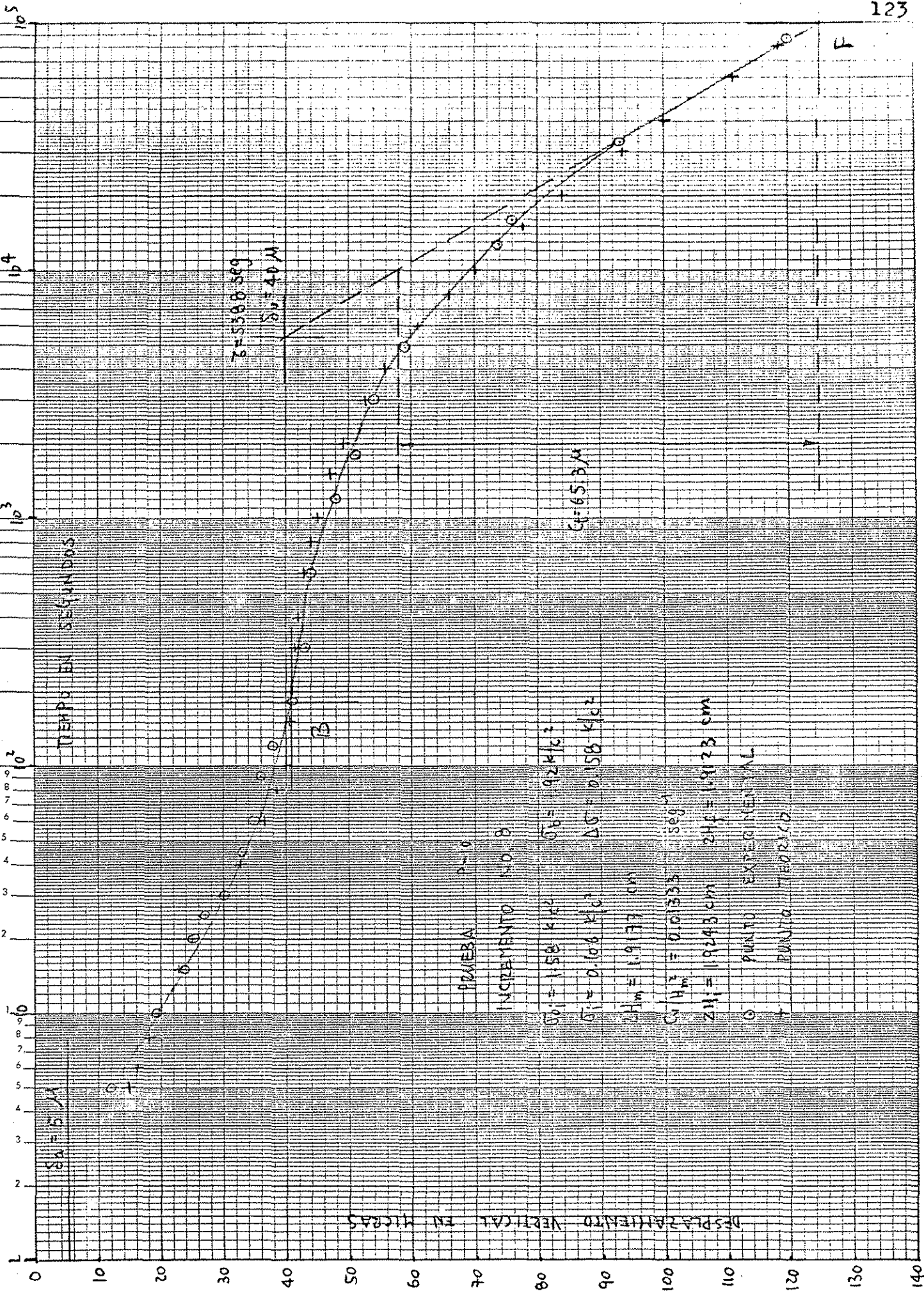
PRUEBA D=0
CARGAMENTO 40.8
CARGA 1.56 KICF
 $\Delta U = 19.2 \mu$
 $\Delta U = 0.156 \text{ KICF}$
 $\Delta U = 0.1586 \text{ SEG}^{-1}$
 $2H_1 = 19.463 \text{ CM}$
 $2H_2 = 19.465 \text{ CM}$
 $2H_3 = 19.551 \text{ CM}$

SEMI-LOGARITMICO 5 CICLOS x 70 DIVISIONES

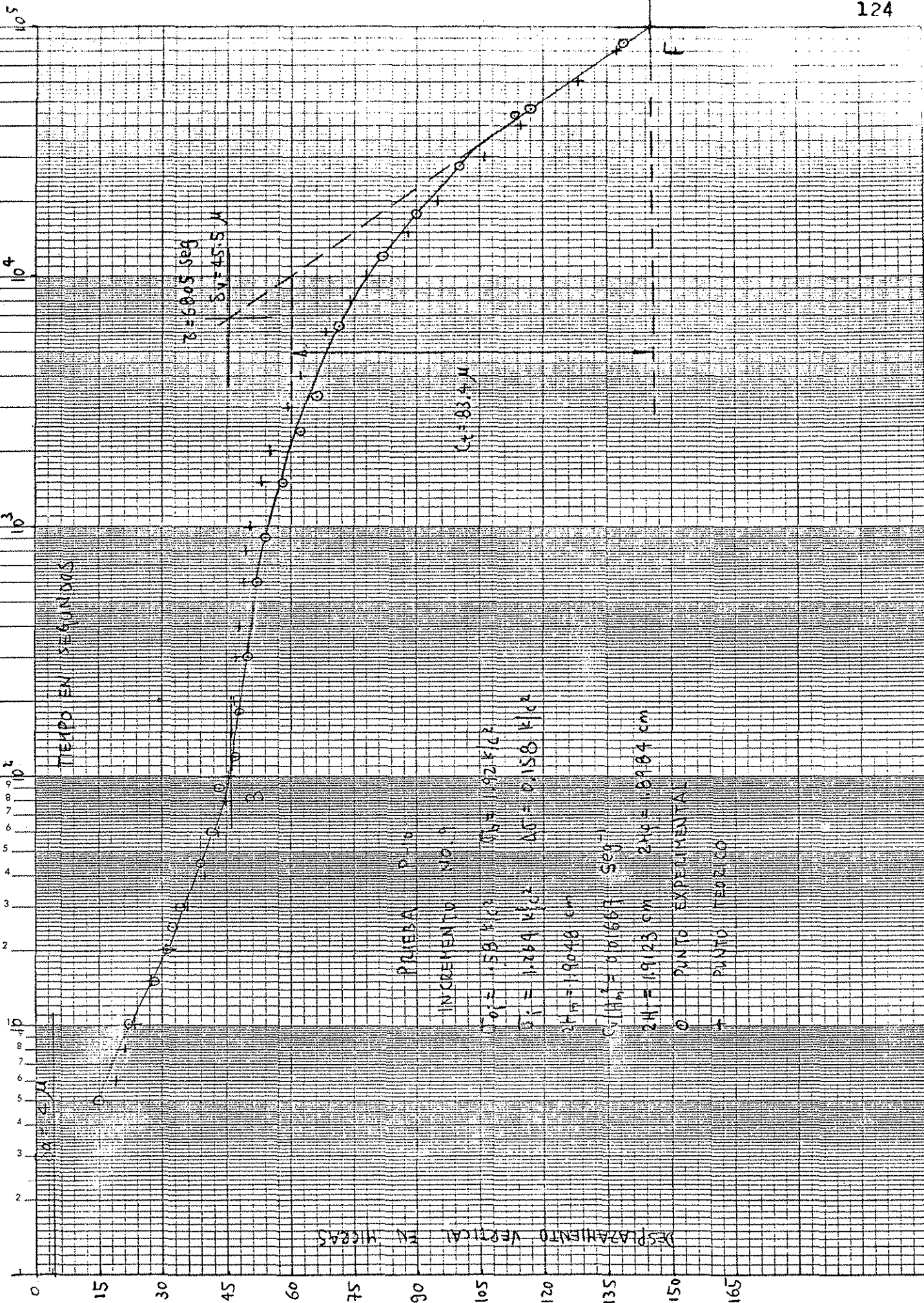


FILE 015 CUBA NE CALIFICACION D-10-7

SEMI-LOGARITMICO 5 CICLOS x 70 DIVISIONES



SEMI-LOGARITMICO 5 CICLOS x 70 DIVISIONES



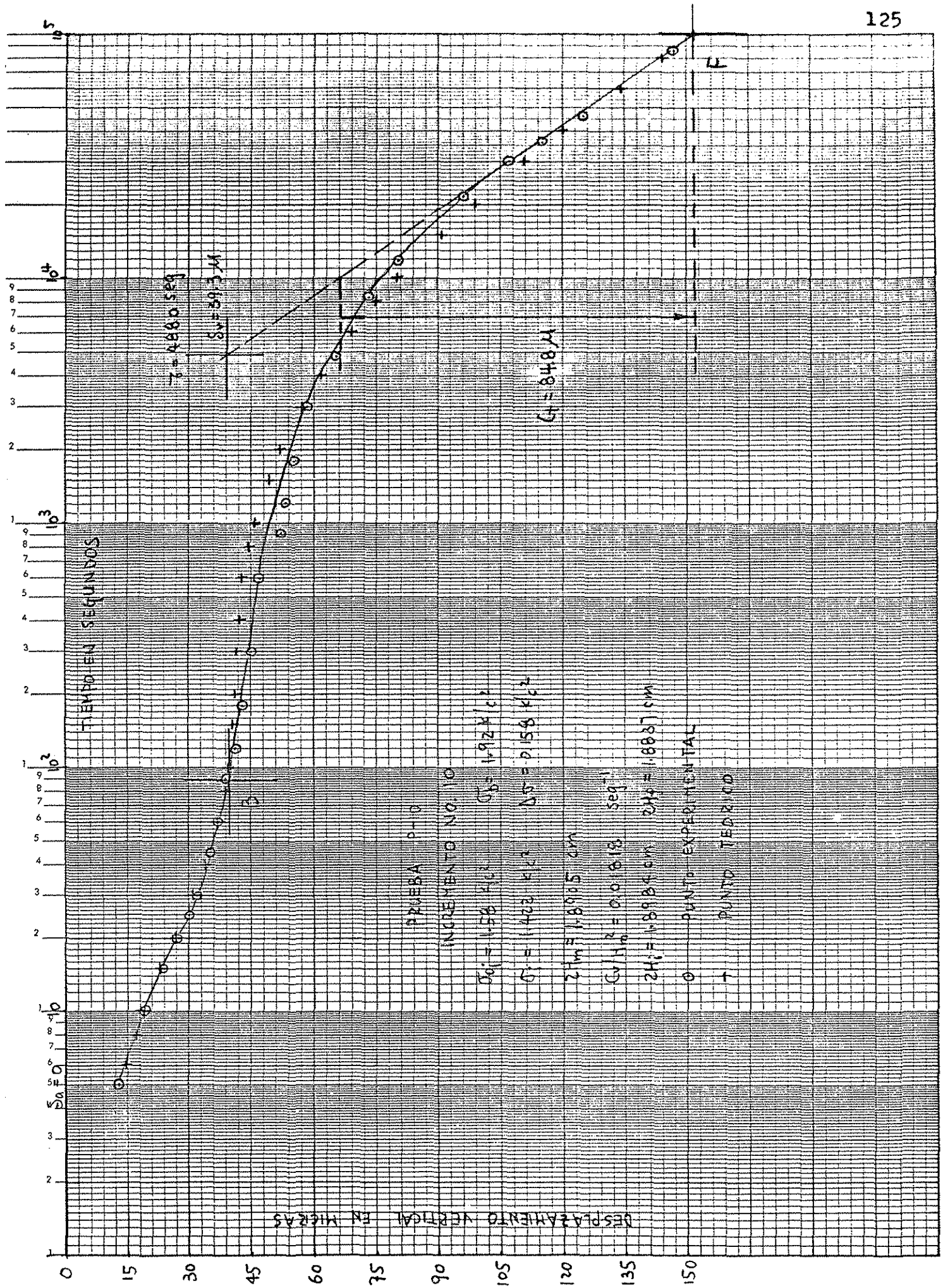


FIG. R-15 CURVA DE CONSOLIDACION P-10-10

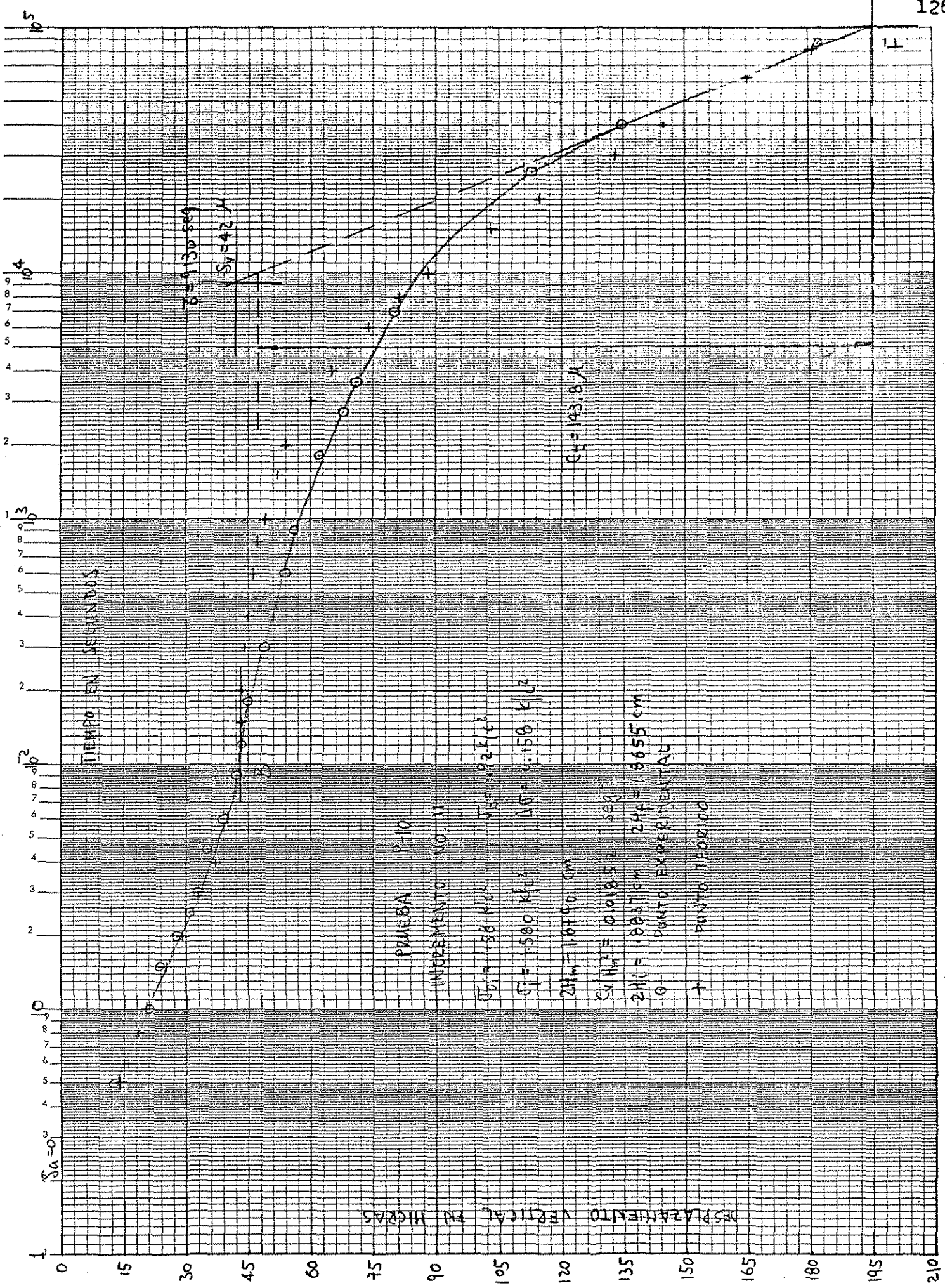


Fig. R-16 CURVA DE CONSOLIDACION P-10-11

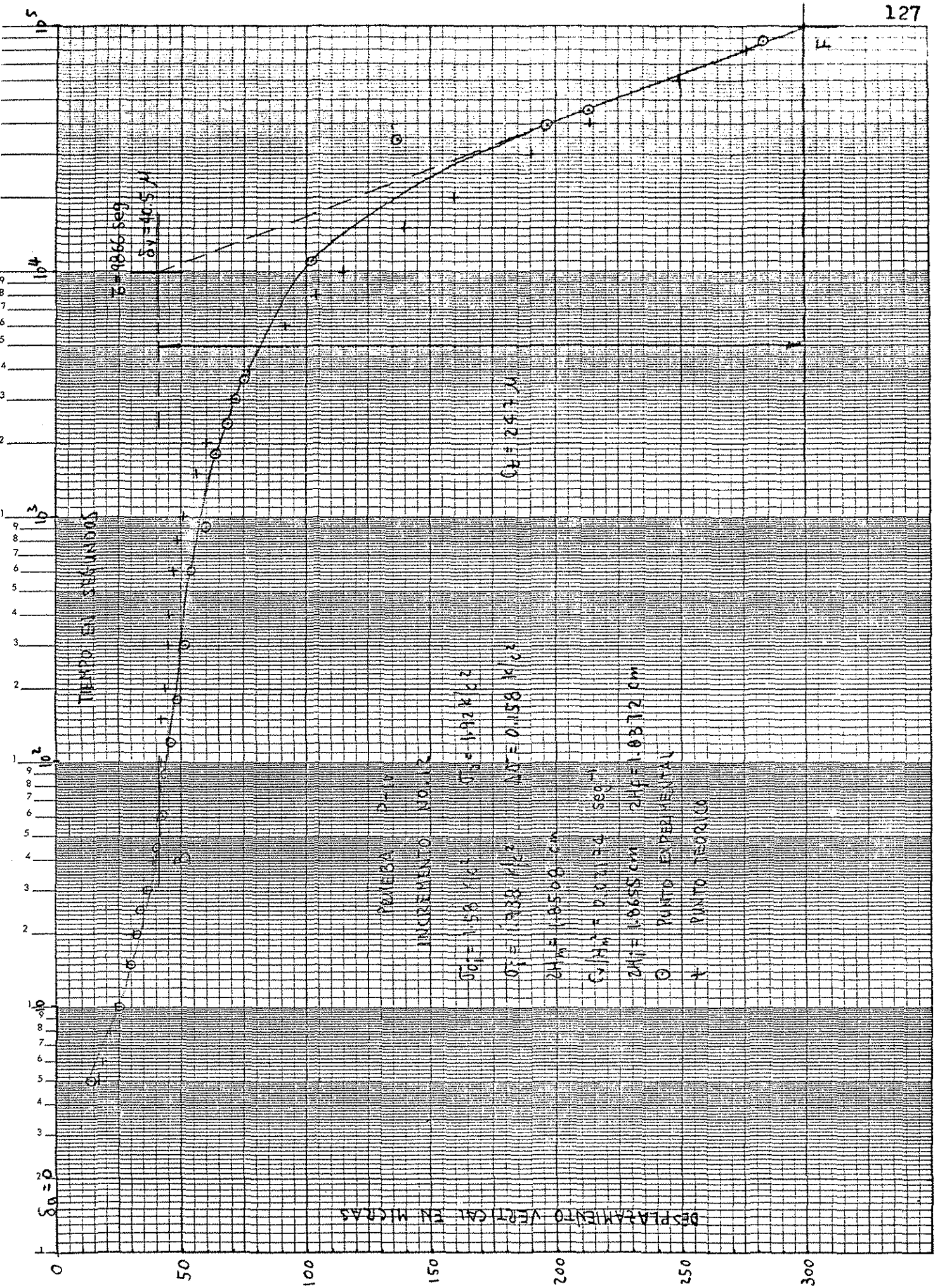


FIG. 8-17 CURVA DE CONSOLIDACION P-10-12

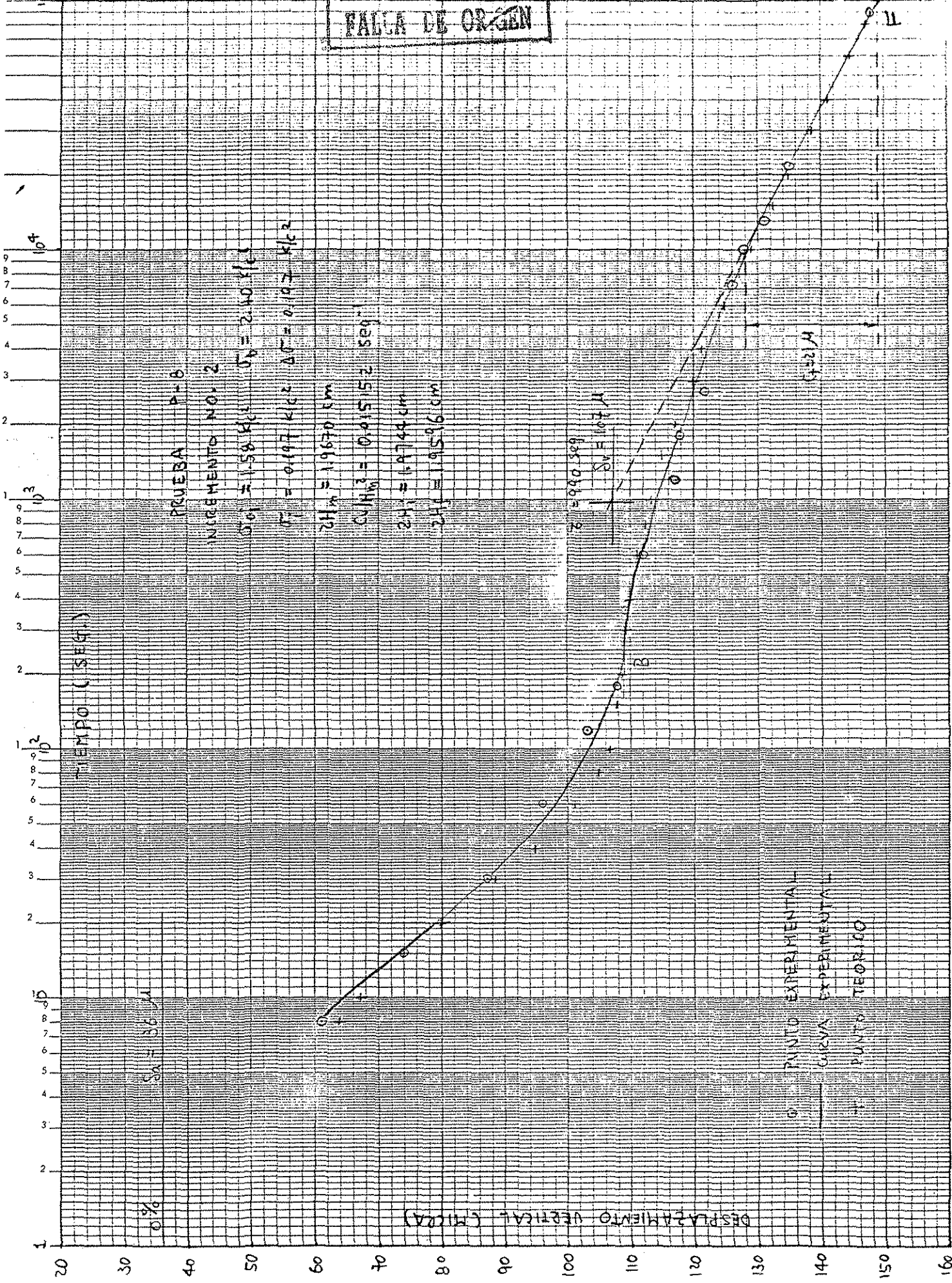


FIG. B-18 CURVA DE CONSOLIDACION P-8-2

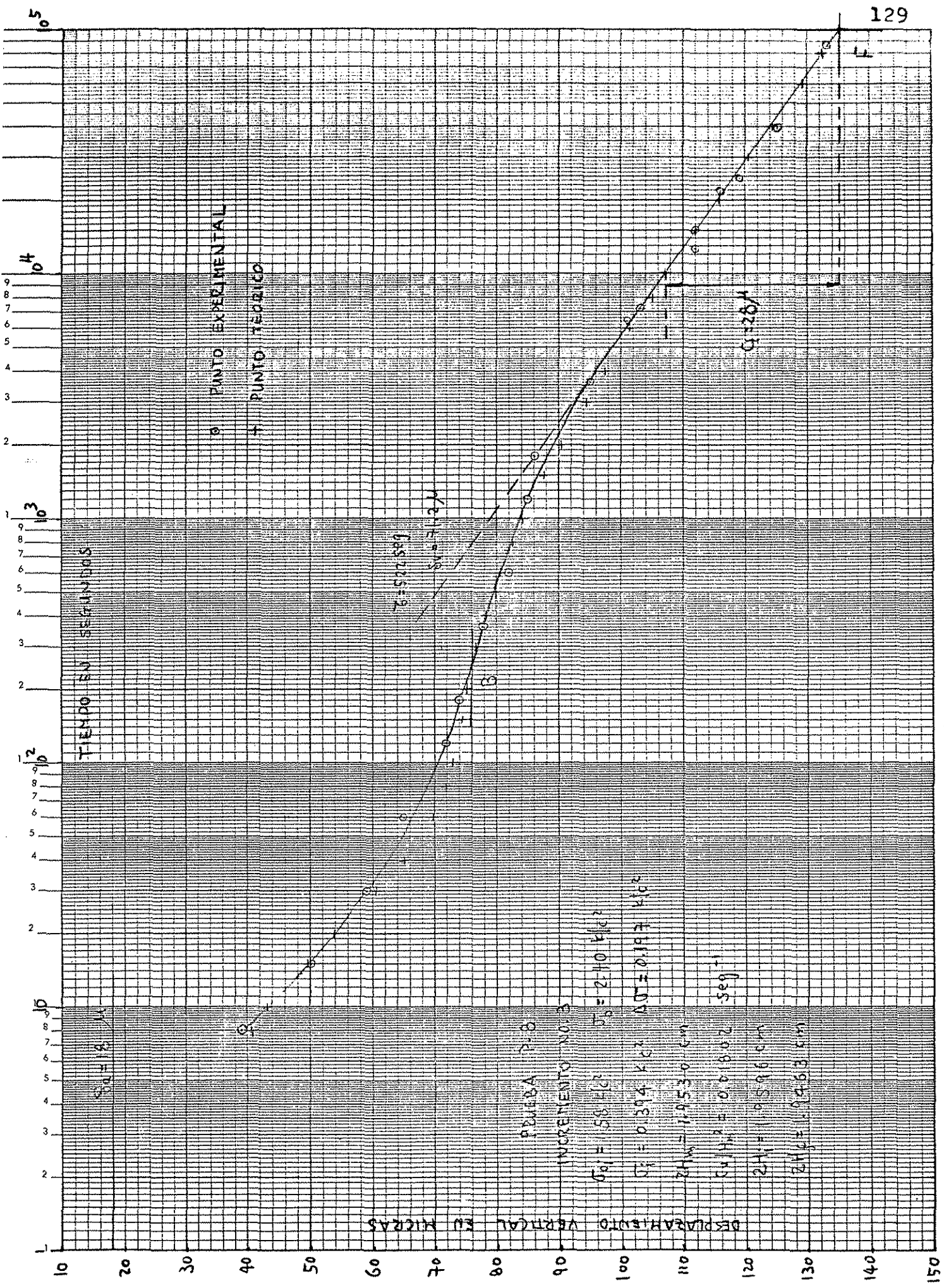


FIG. B-19 CURVA DE CONSOLIDACION P-8-3

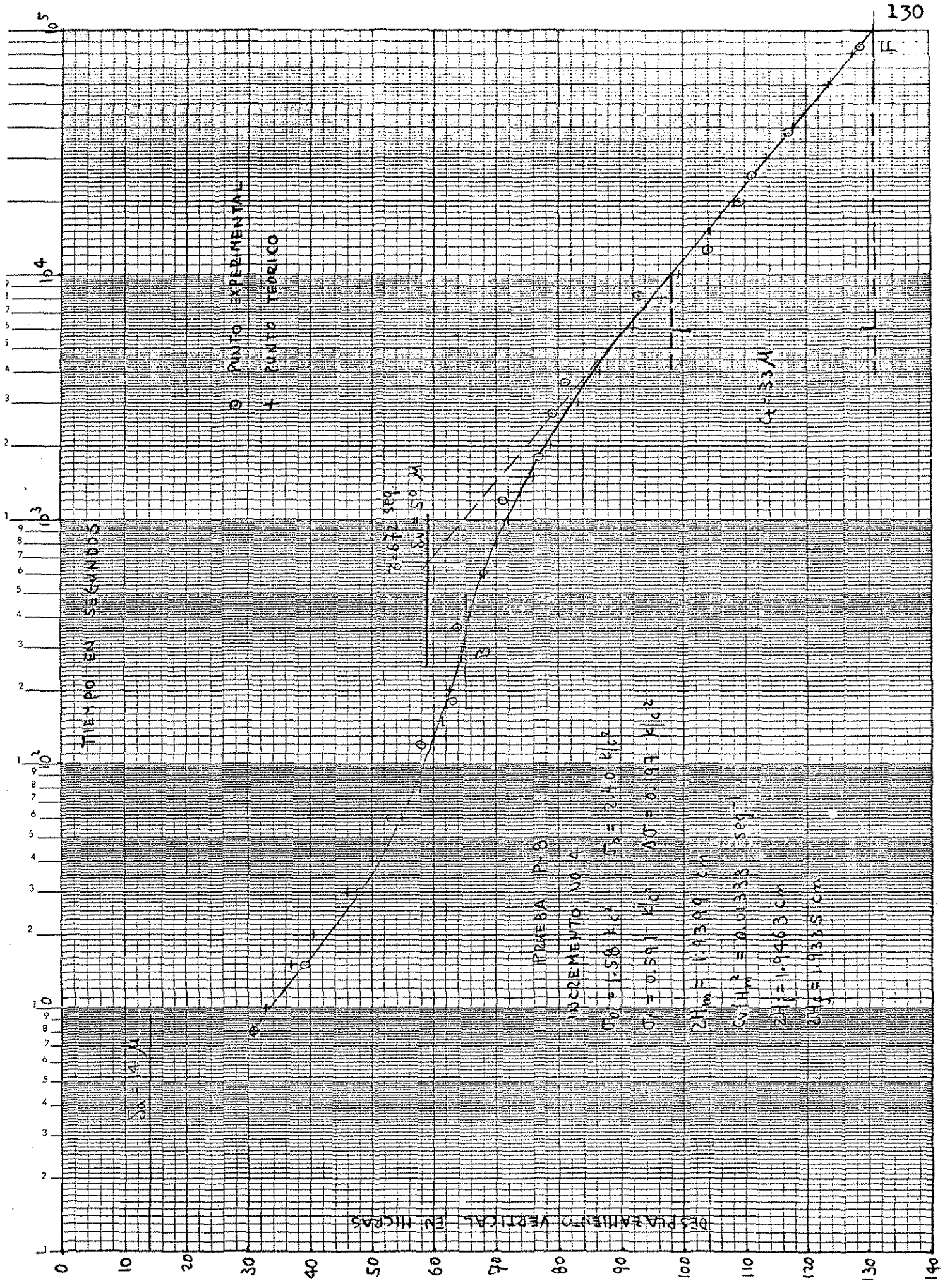


FIG. B-20 CURVA DE CONSOLIDACION P-8-4

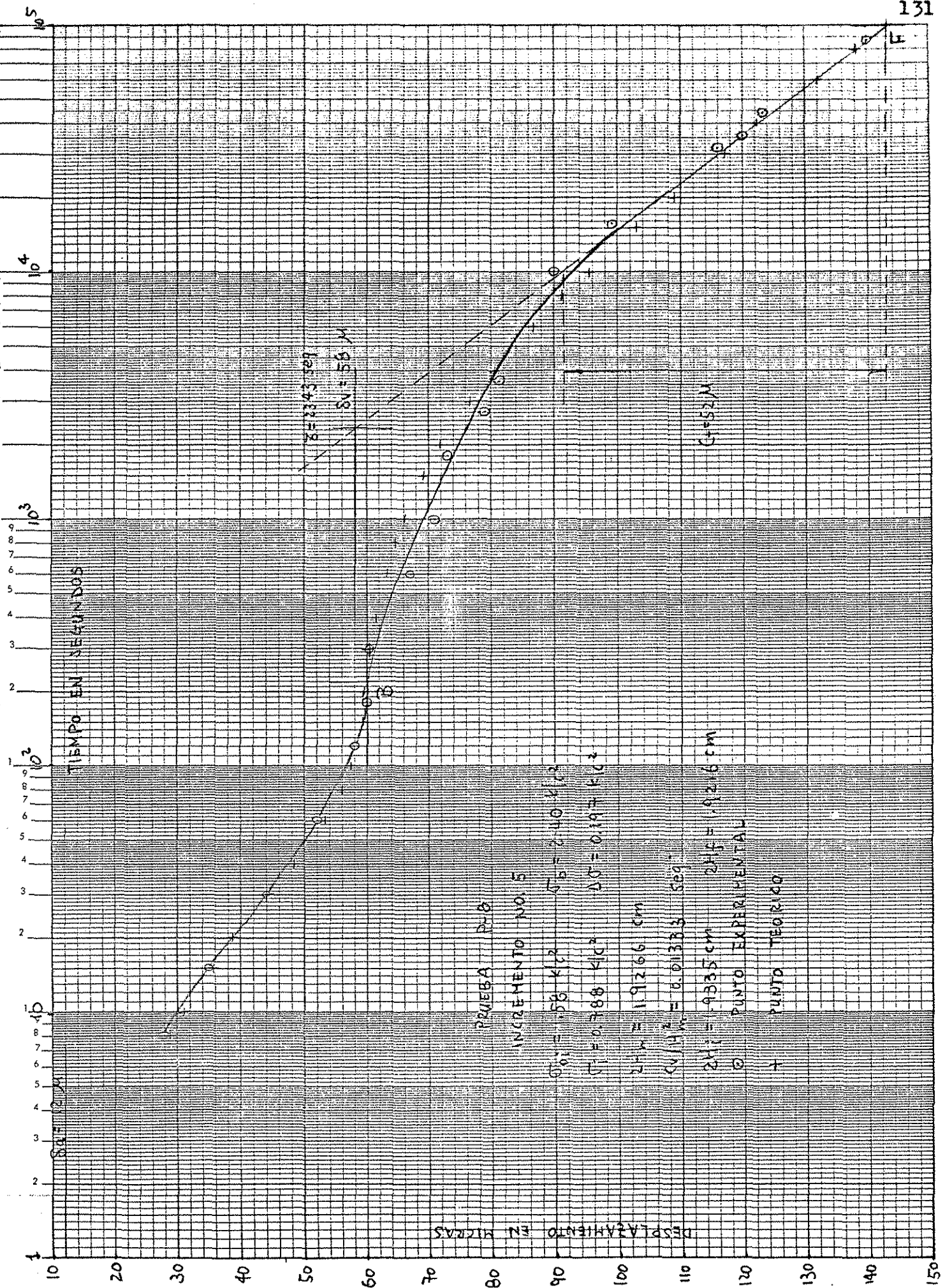


FIG. 8-21 CURVA DE CONSOLIDACION P-8-5

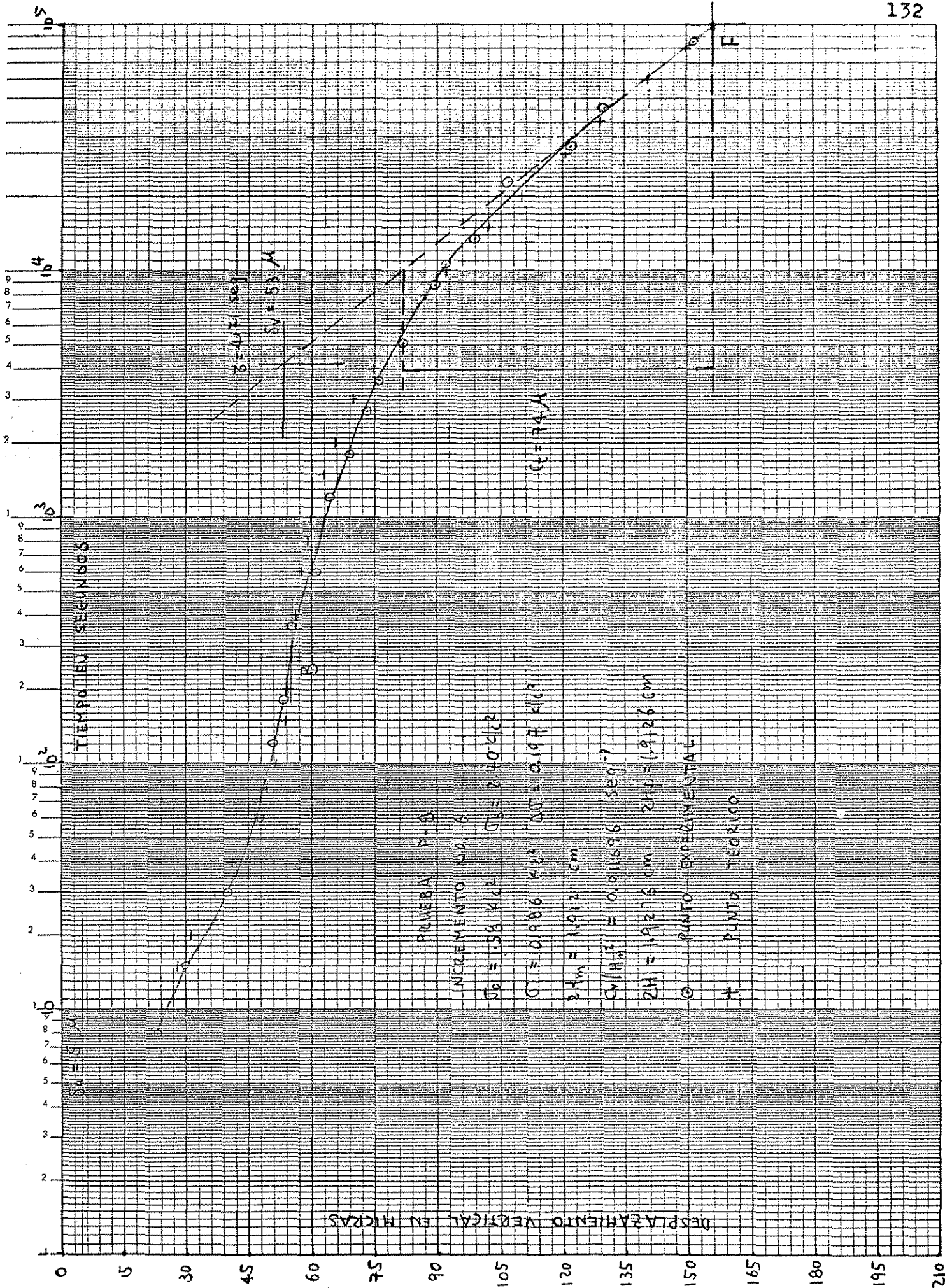


FIG. B-22 CURVA DE CONSOLIDACION P-8-6

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

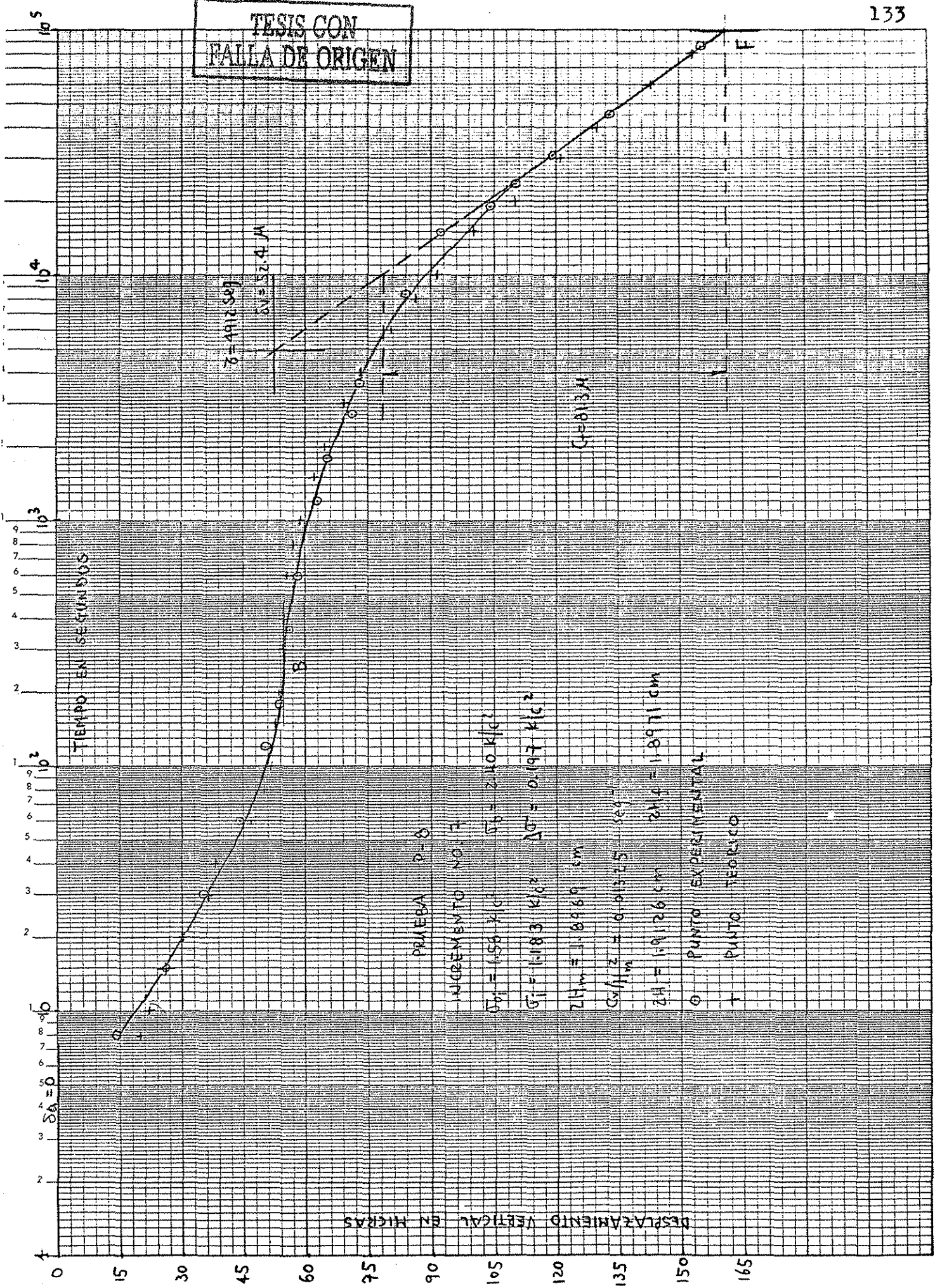


FIG. B-23 CURVA DE CONSOLIDACION P-8-7

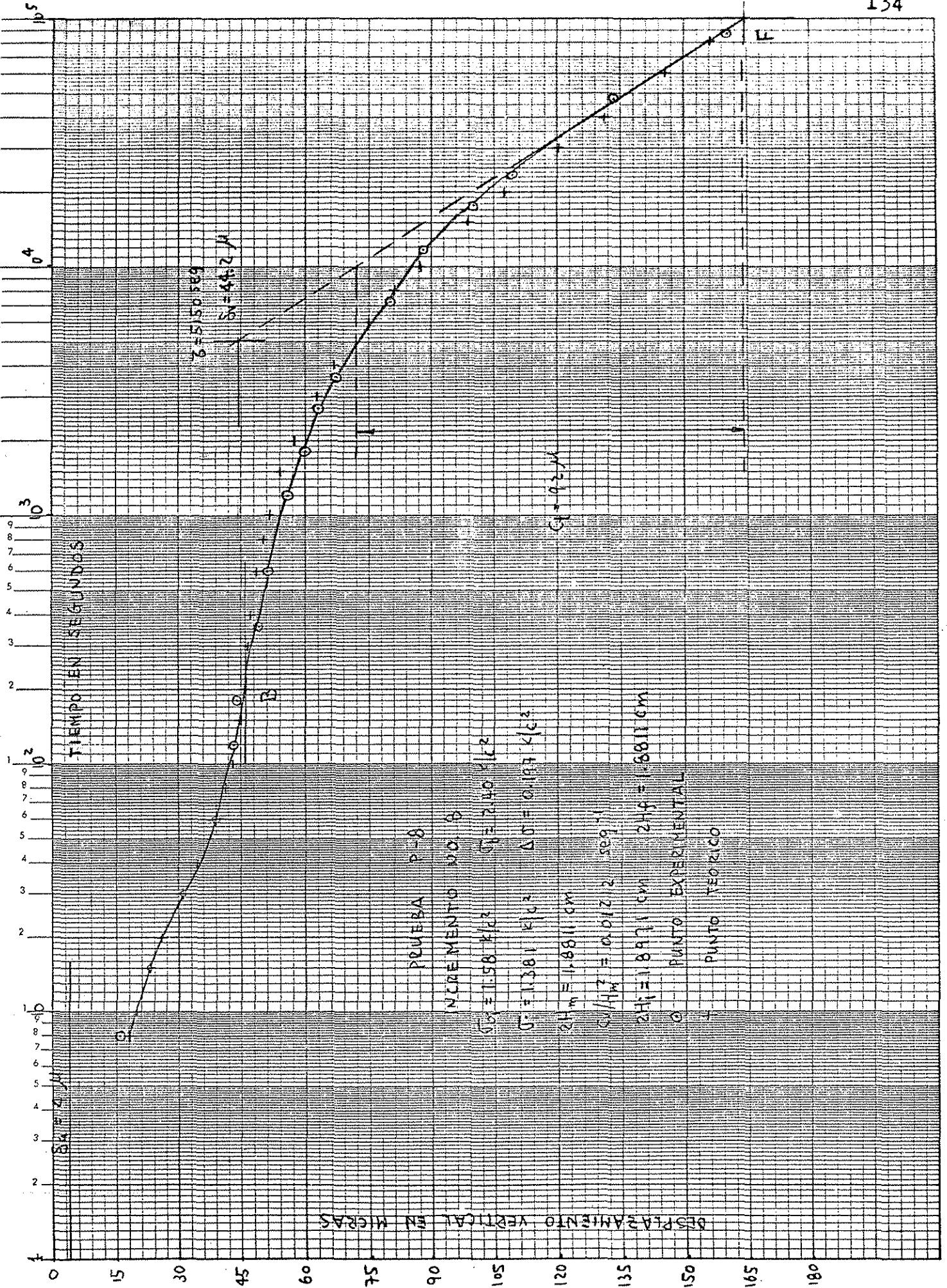


Fig. B-24 CURVA DE CONSOLIDACION P-8-B

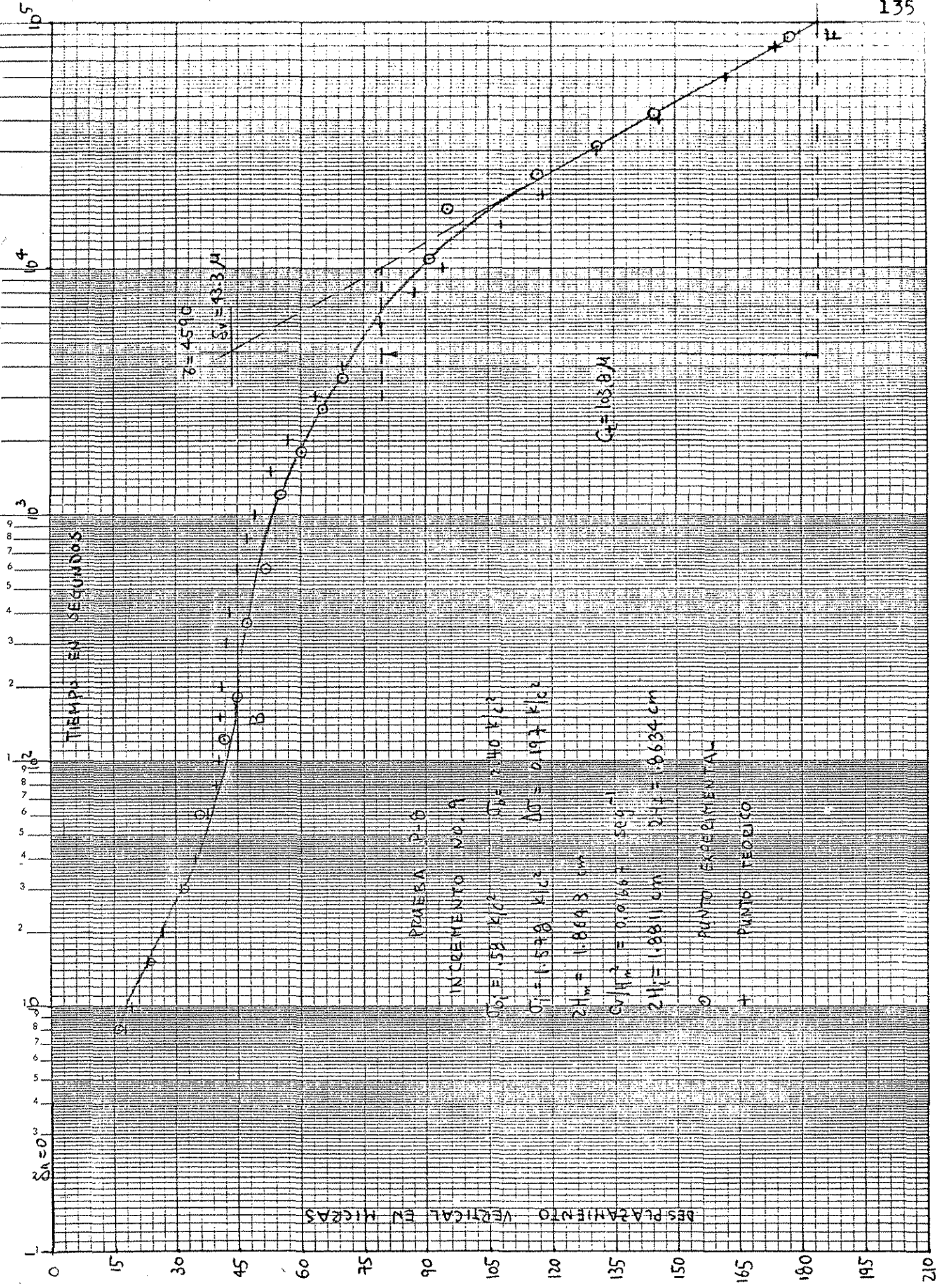


FIG. 6-25 CURVA DE CONSOLIDACION P-8-9

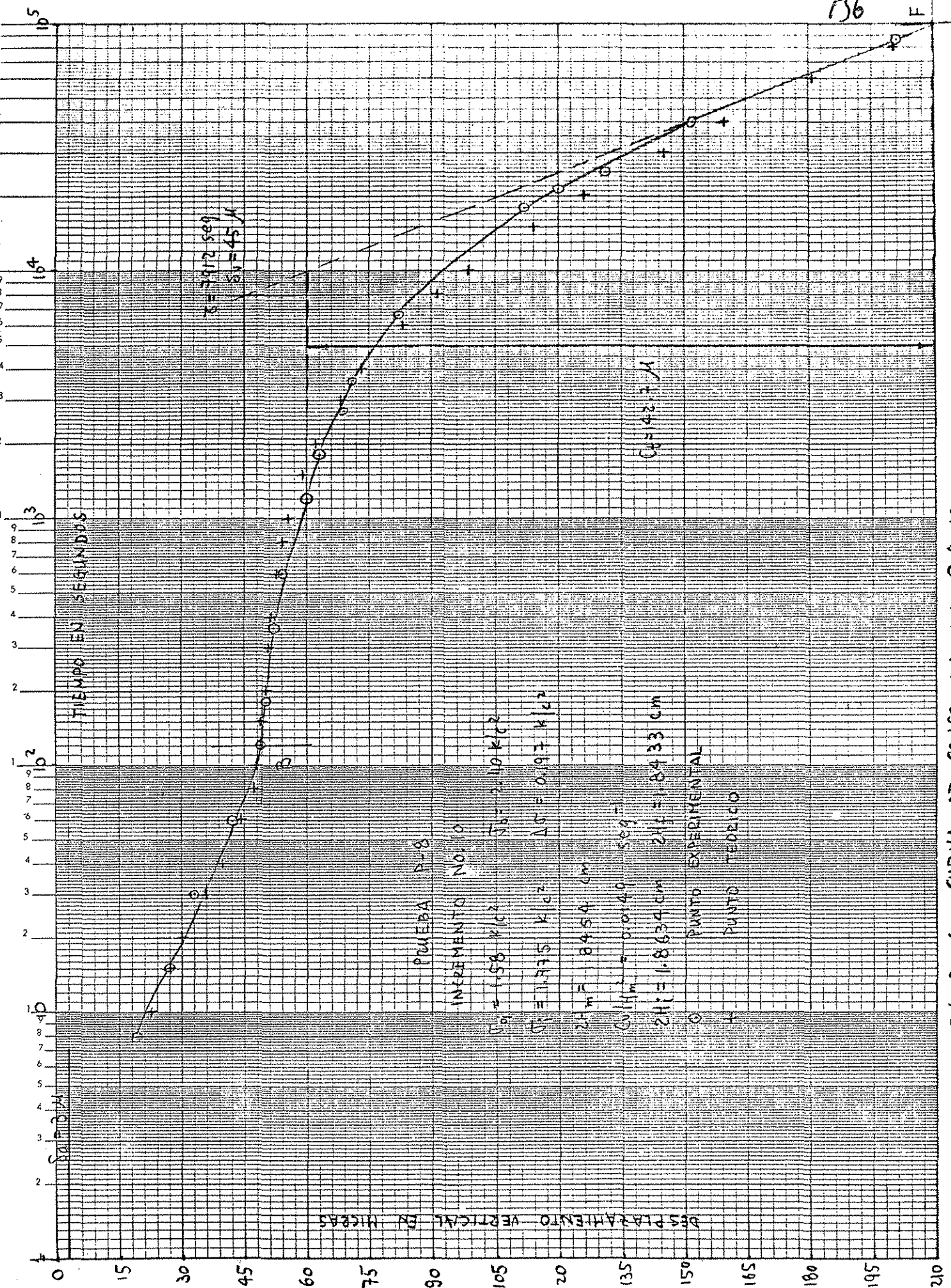


FIG. B-26 CURVA DE CONSOLIDACION P. 6-10

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

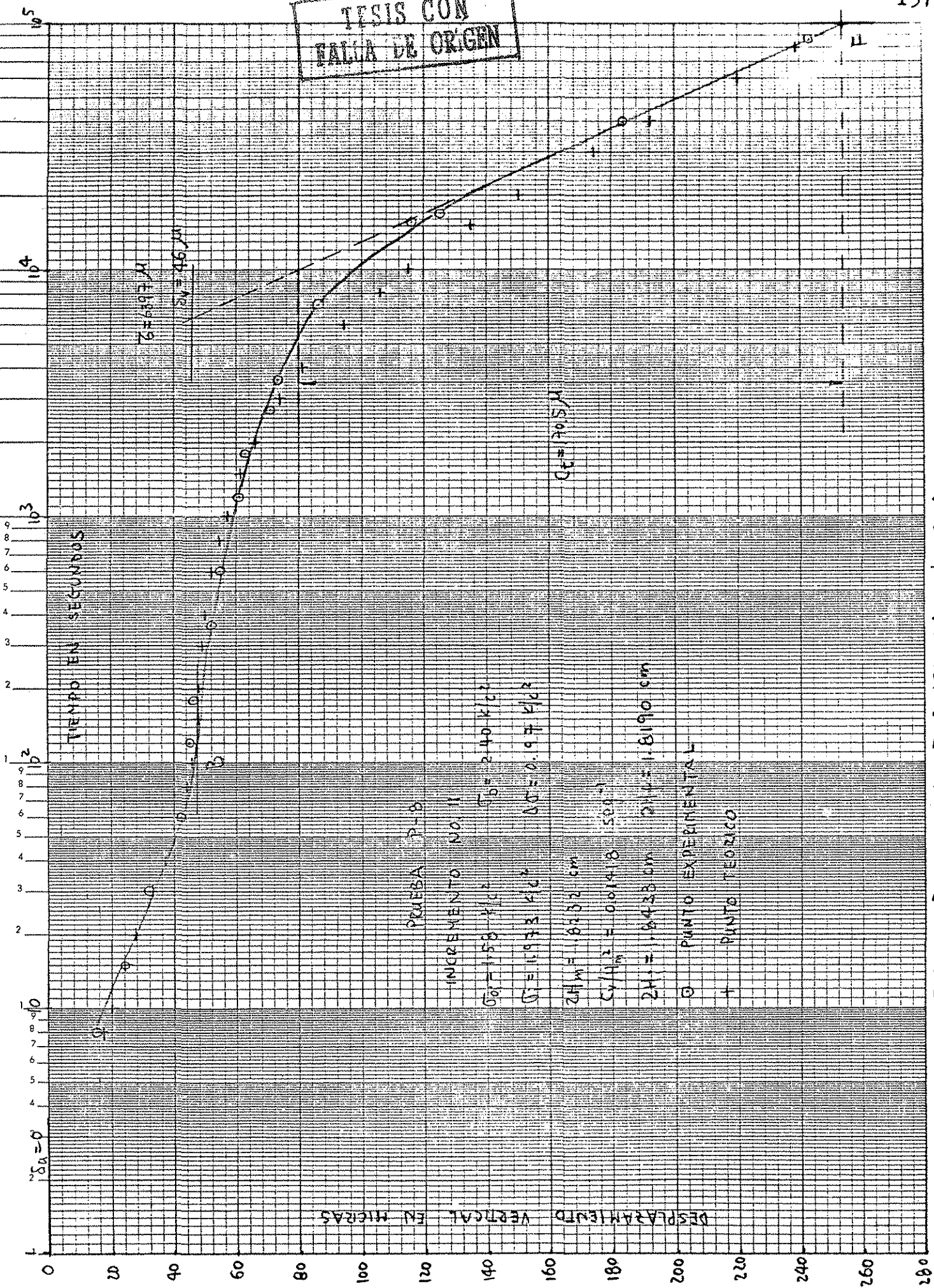


FIG. B-27 CURVA DE CONSOLIDACION P-8-11

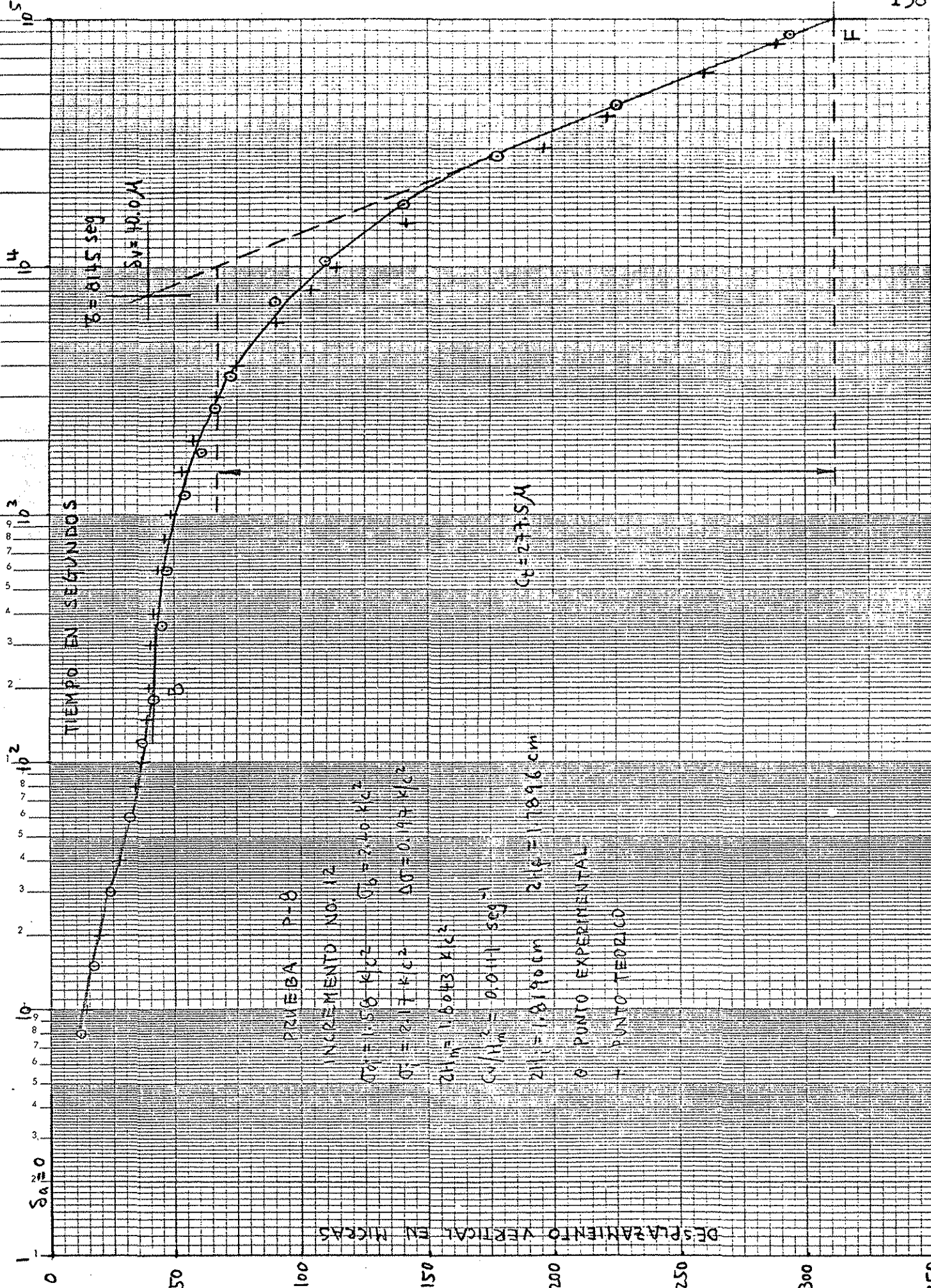


FIG. B-28 CURVA DE CONSOLIDACION P-B-12

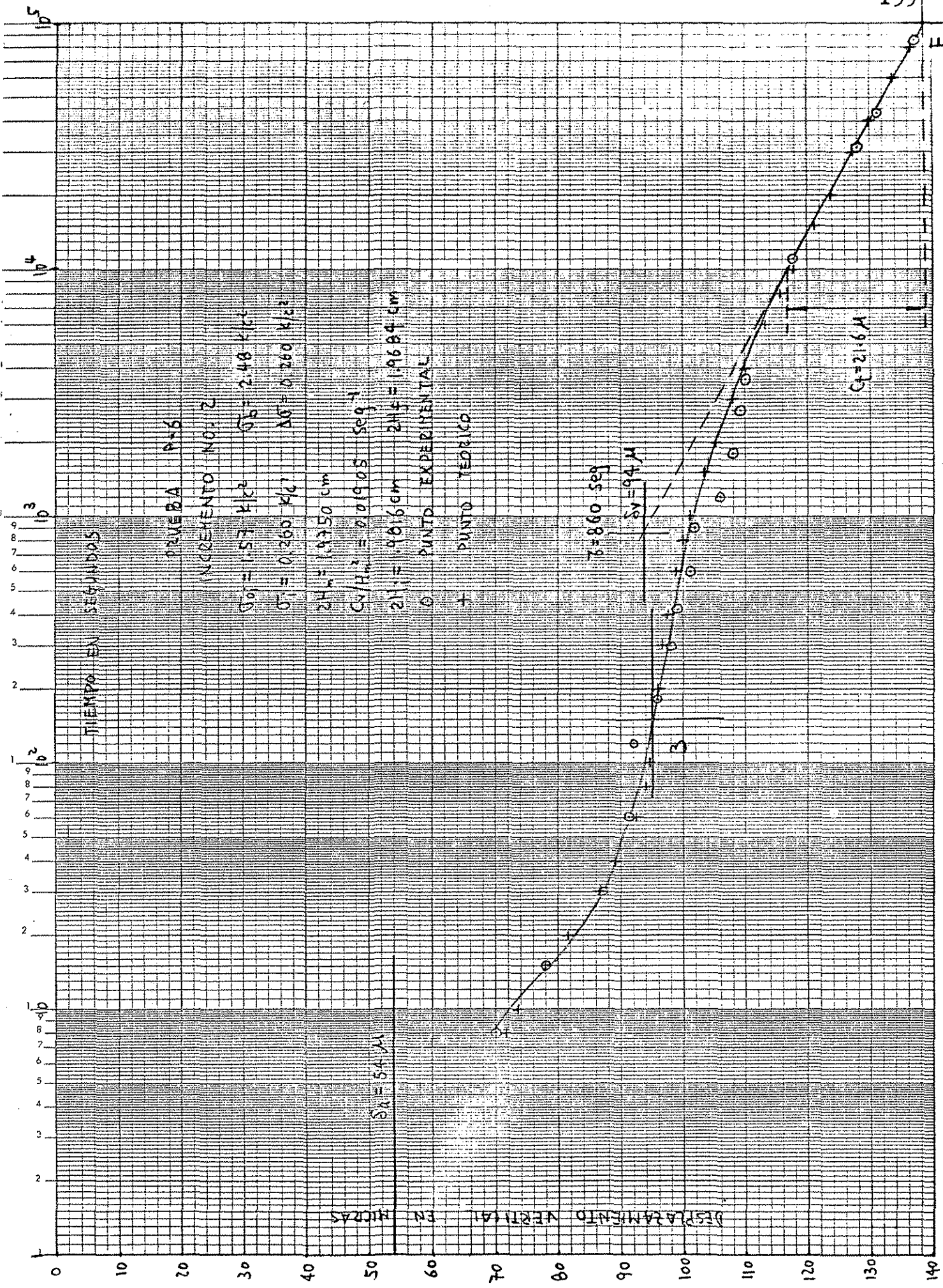


FIG. B-29 CURVA DE CONSOLIDACION P-6-2

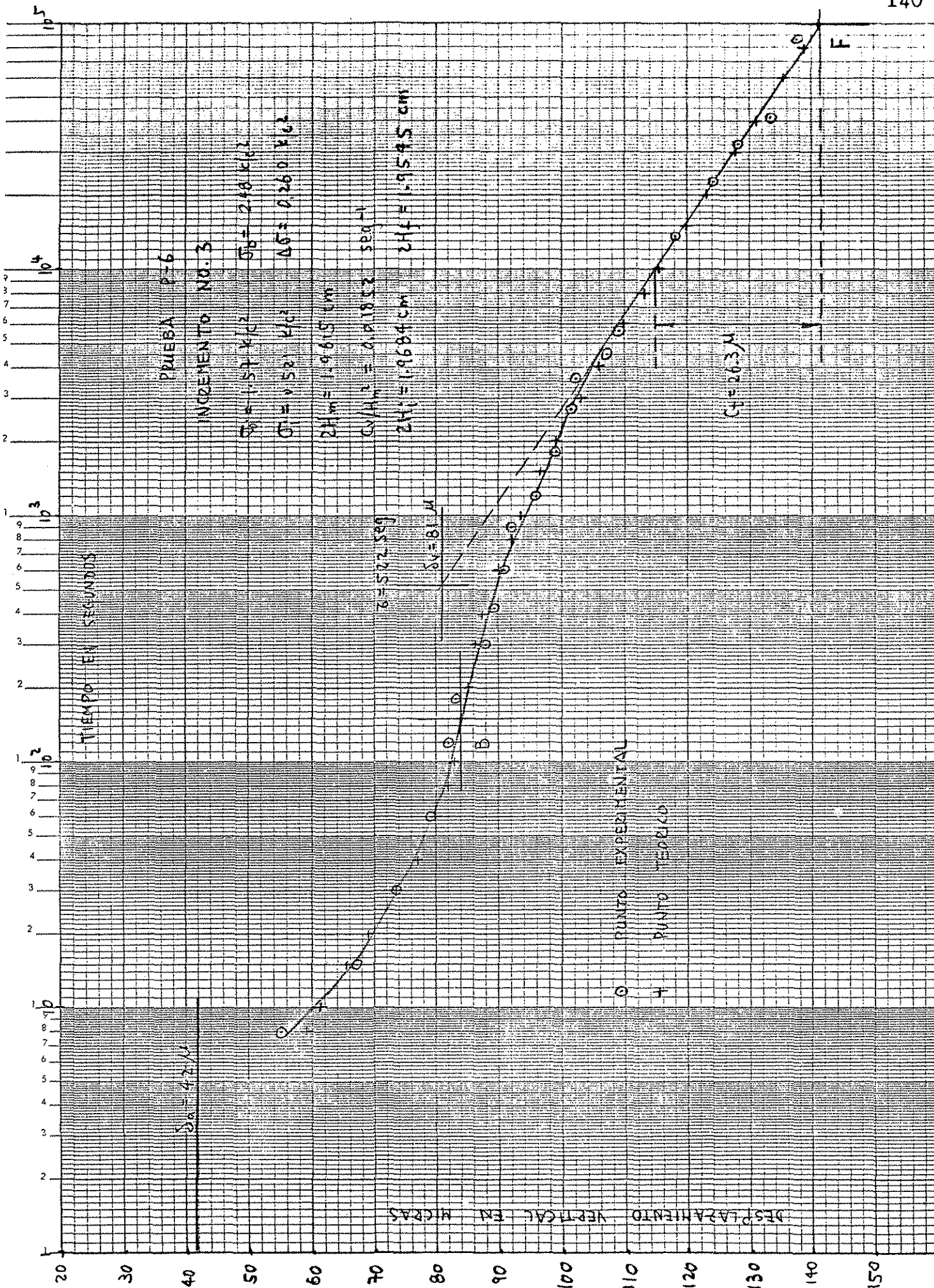


FIG. B-30 CURVA DE CONSOLIDACION P-6-3

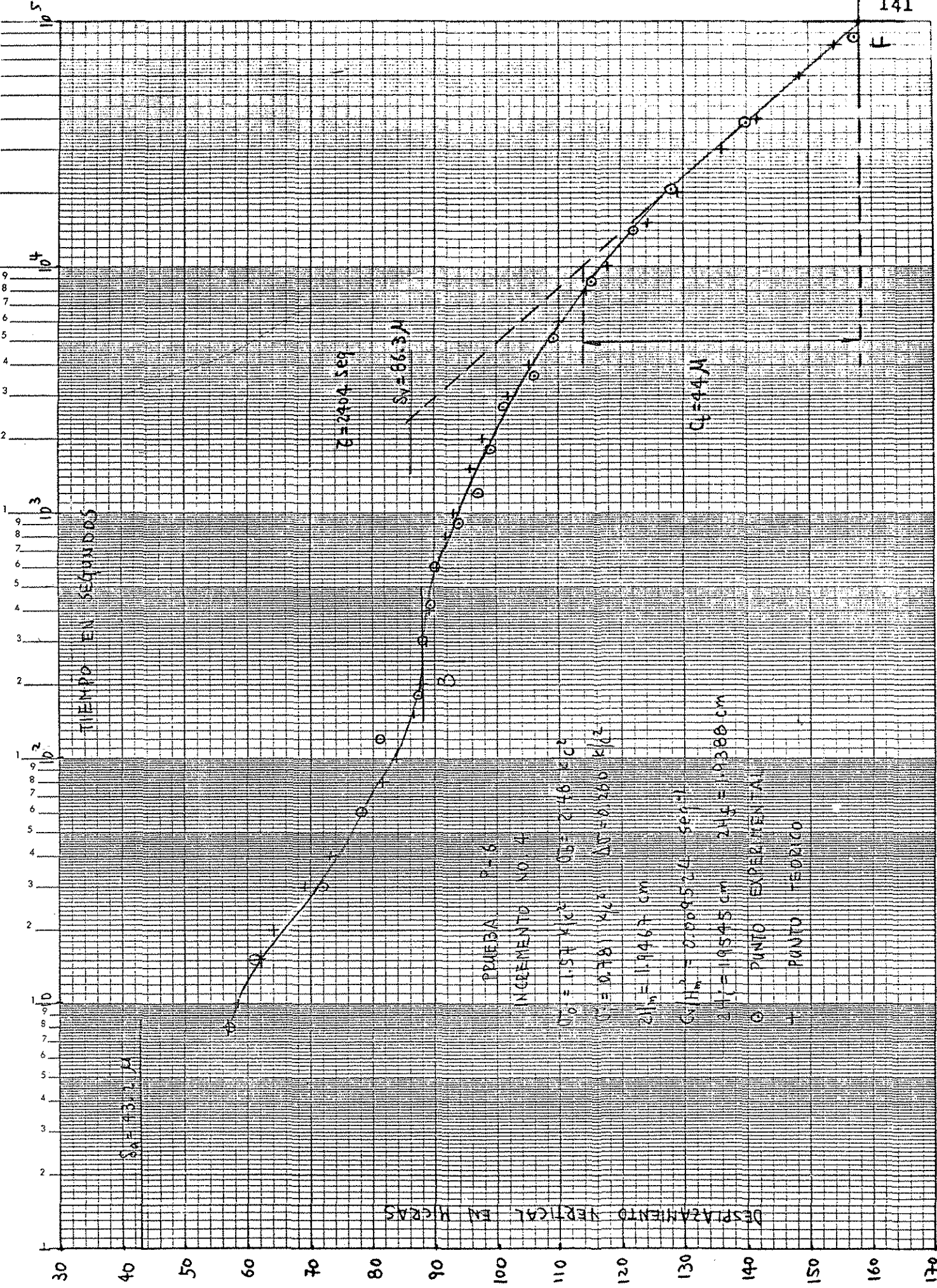


FIG. B-31 CURVA DE CONSOLIDACION P-6-4

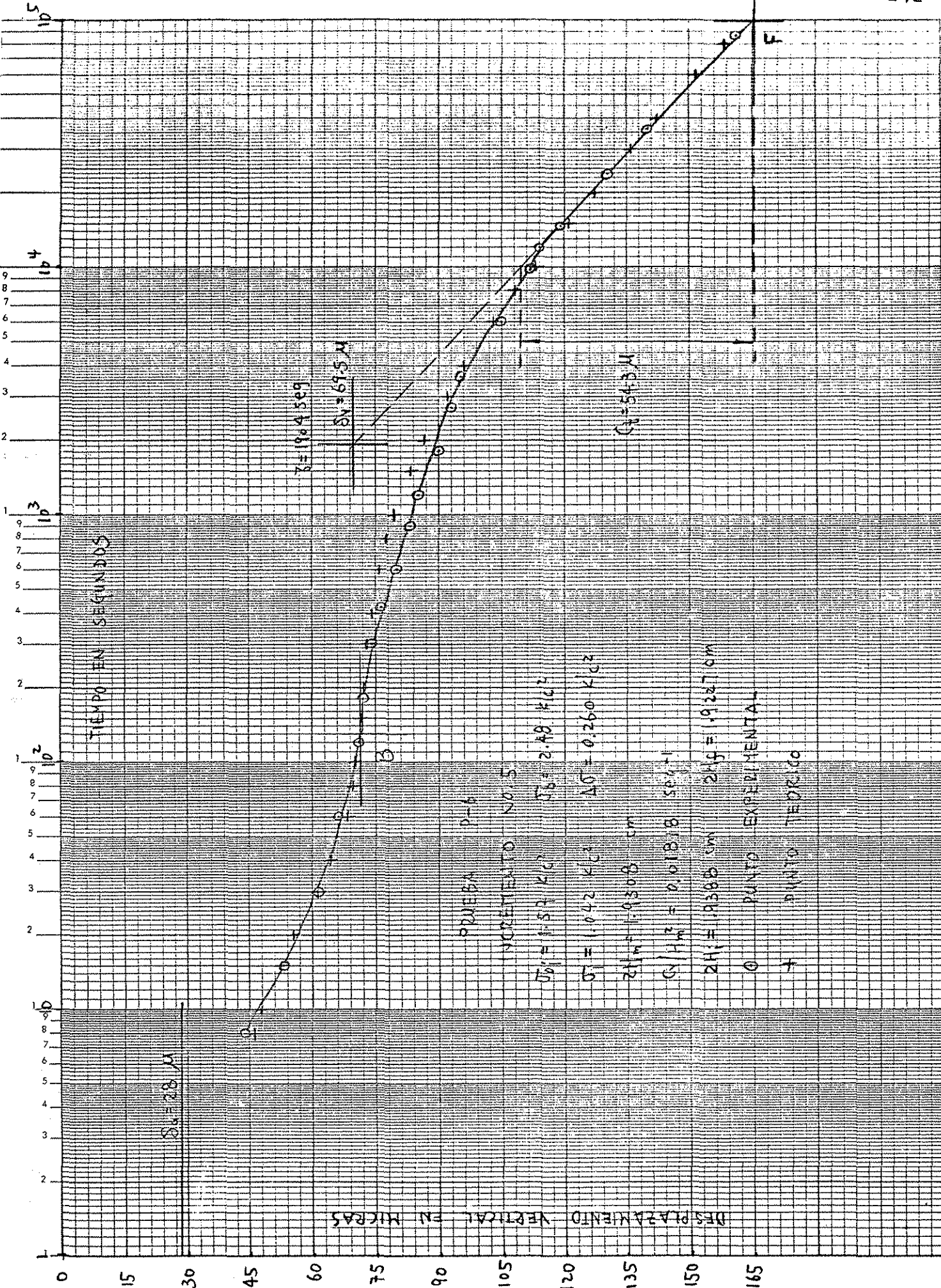


FIG. B-32 CURVA DE CONSOLIDACION P-6-5

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

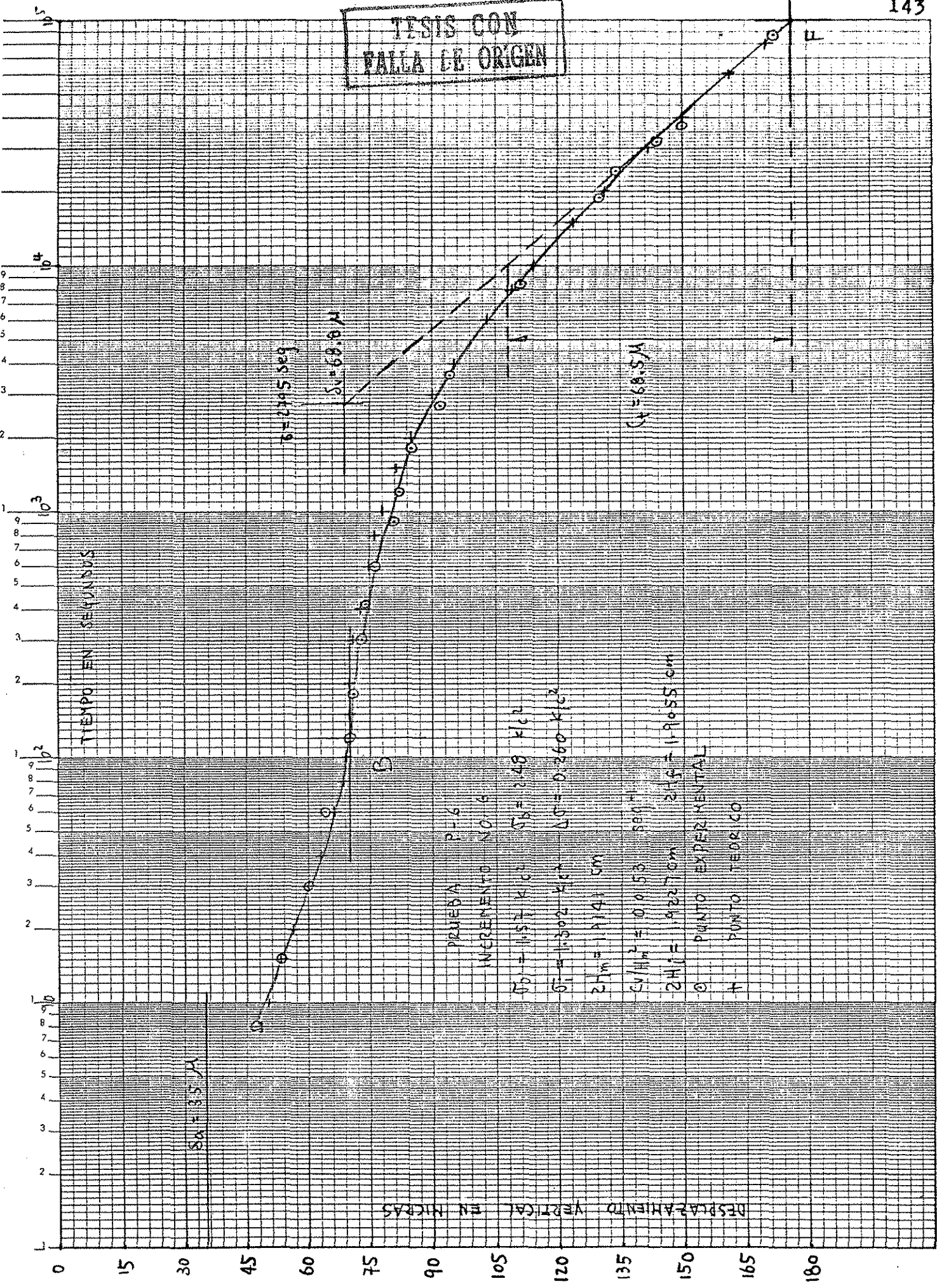


Fig. B-33 CURVA DE CONSOLIDACION P-6-6

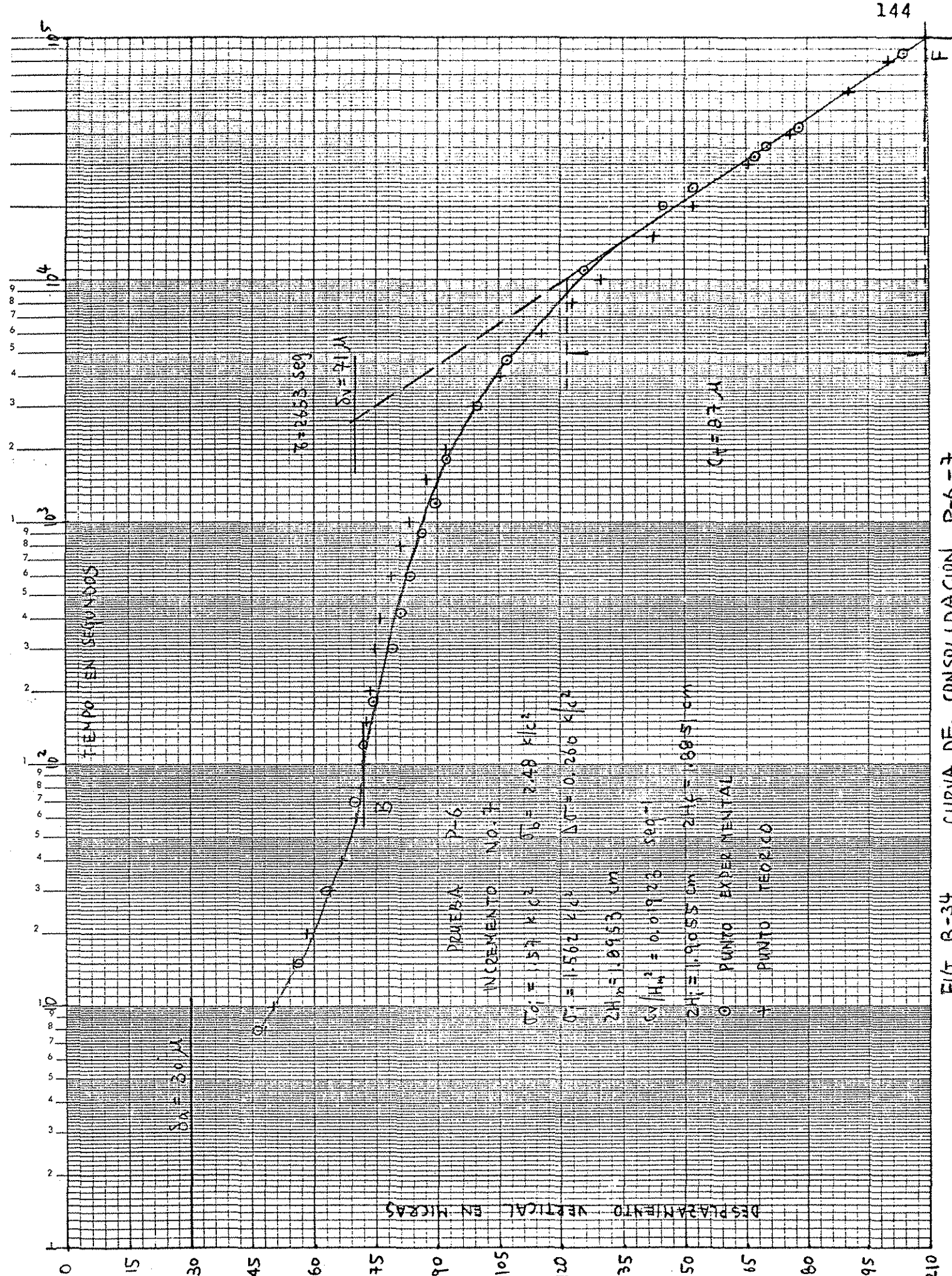


FIG. B-34 CURVA DE CONSOLIDACION P-6-7

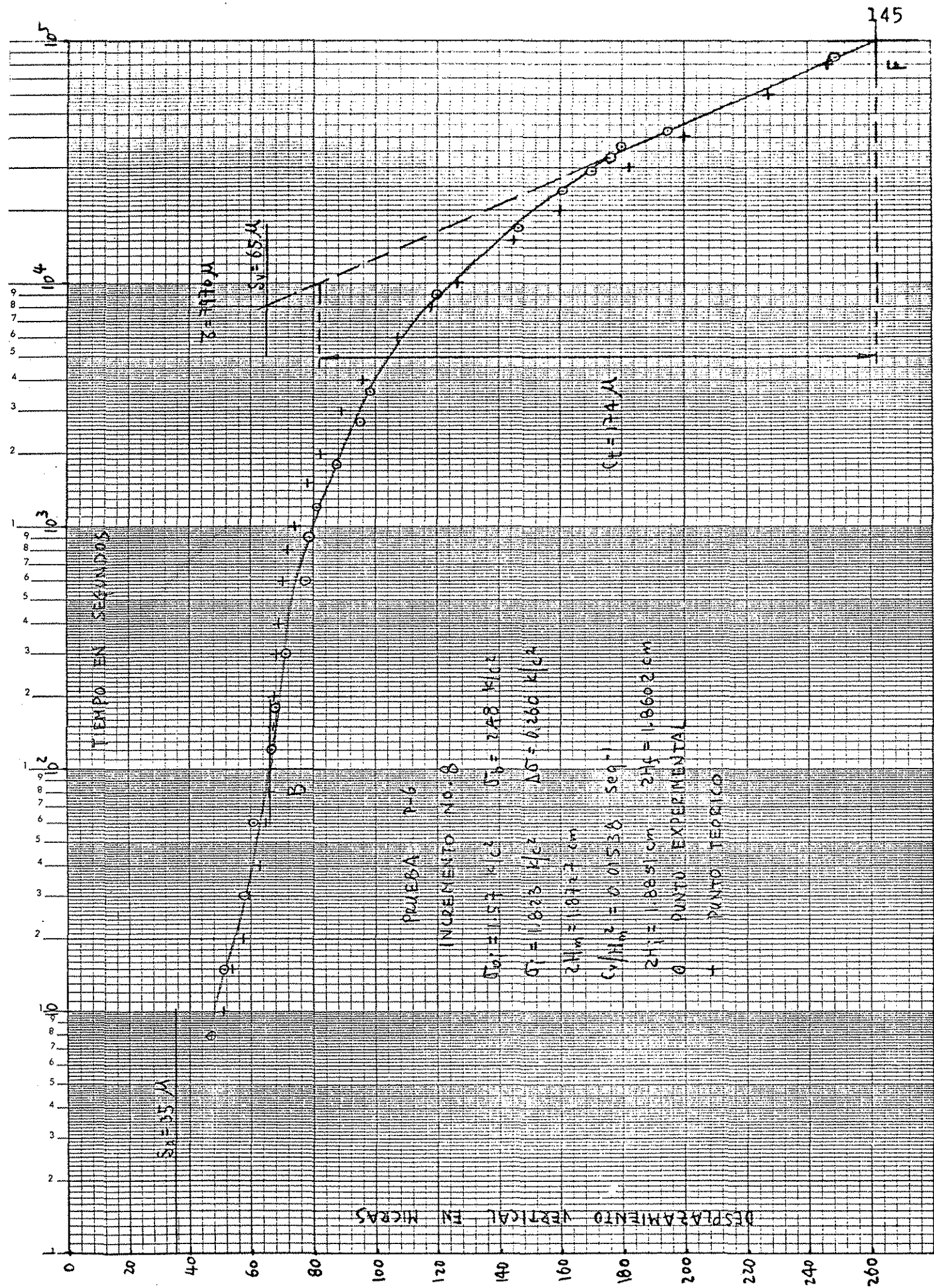


FIG. B-35 CURVA DE CONSOLIDACION P-6-8

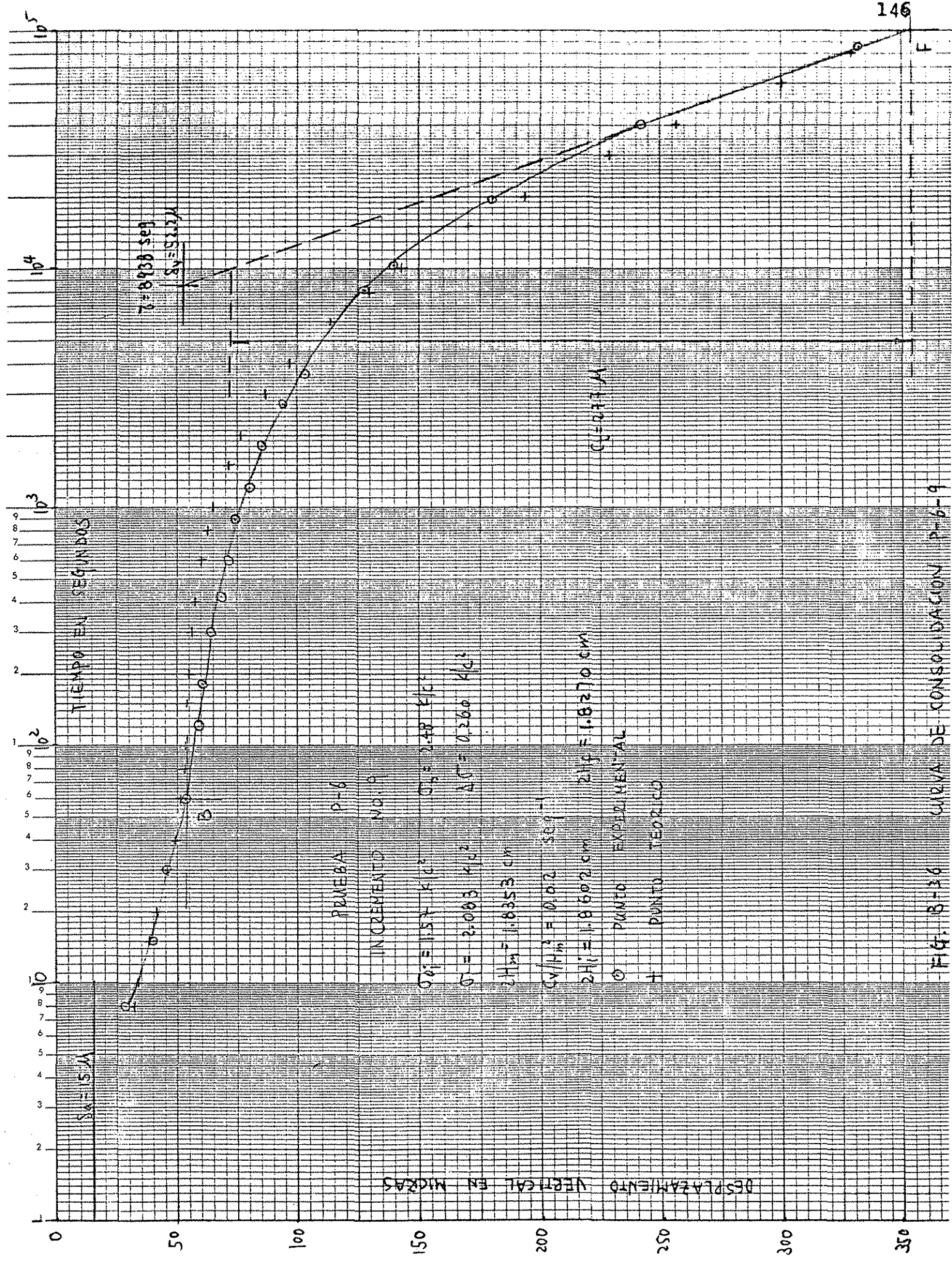


FIG. B-36 CURVA DE CONSOLIDACION P-6-9

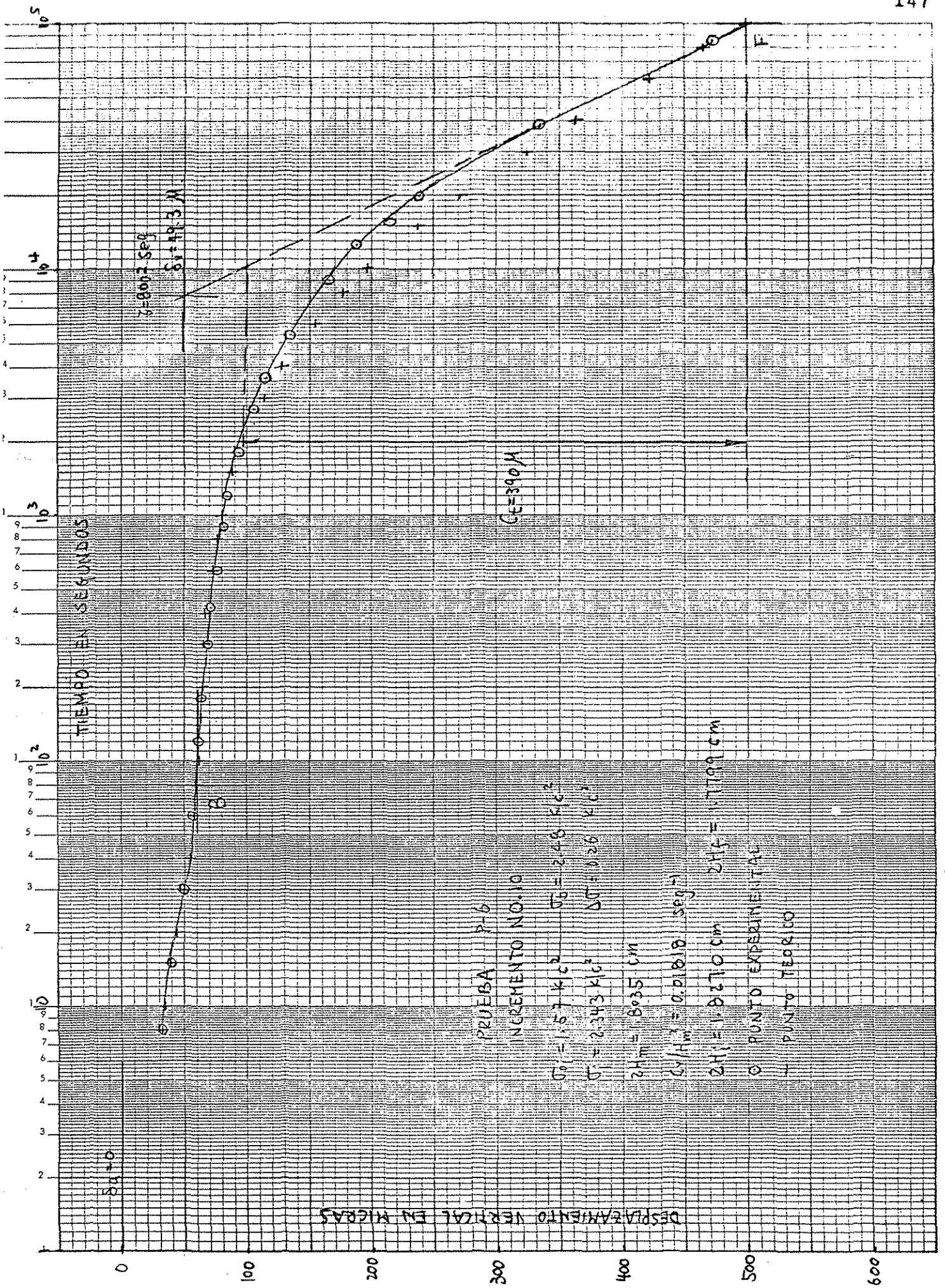


FIG. B-37 CURVA DE CONSOLIDACION P-6-10

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

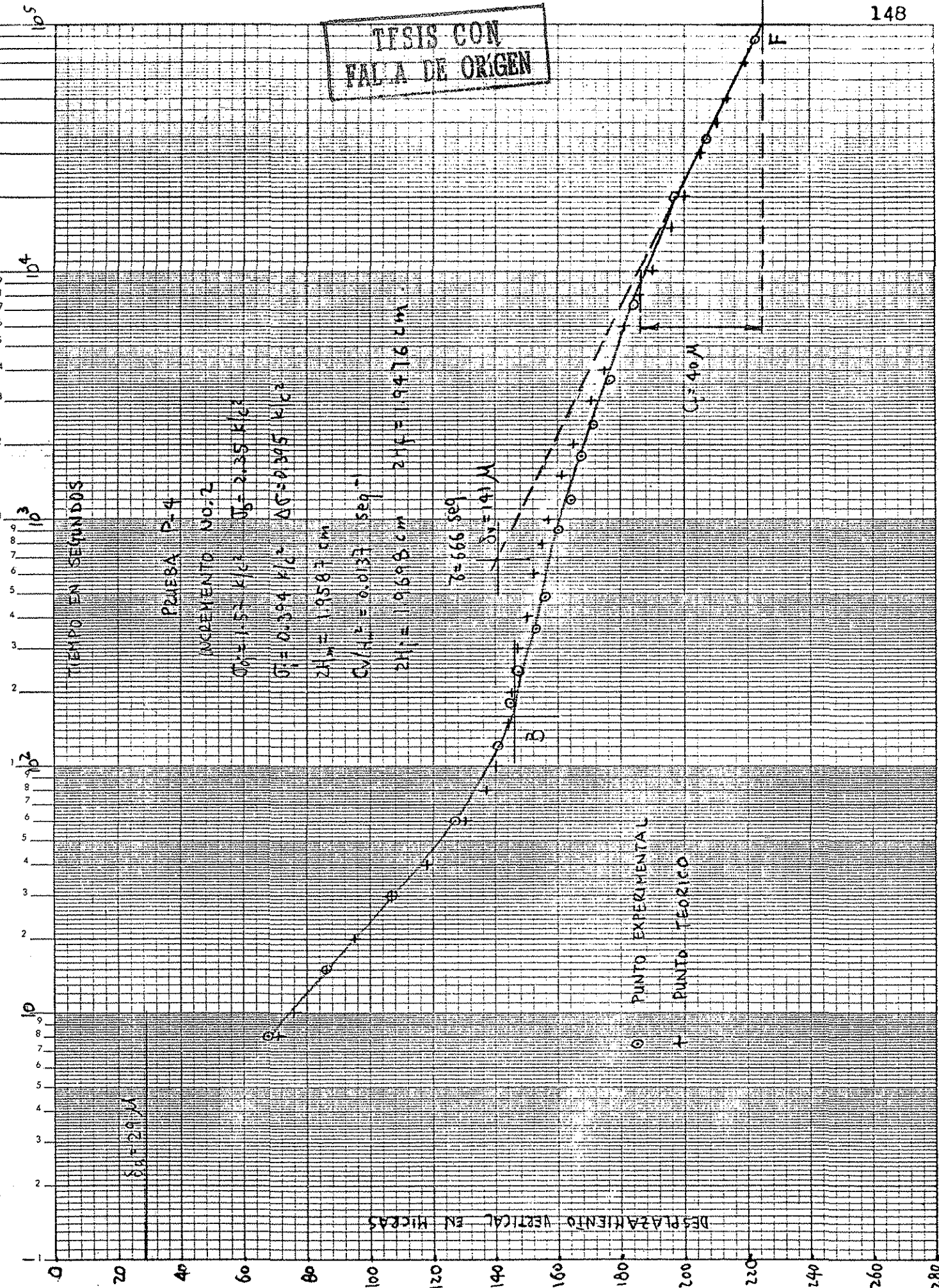


FIG. B-38 CURVA DE CONSOLIDACION P-4-2

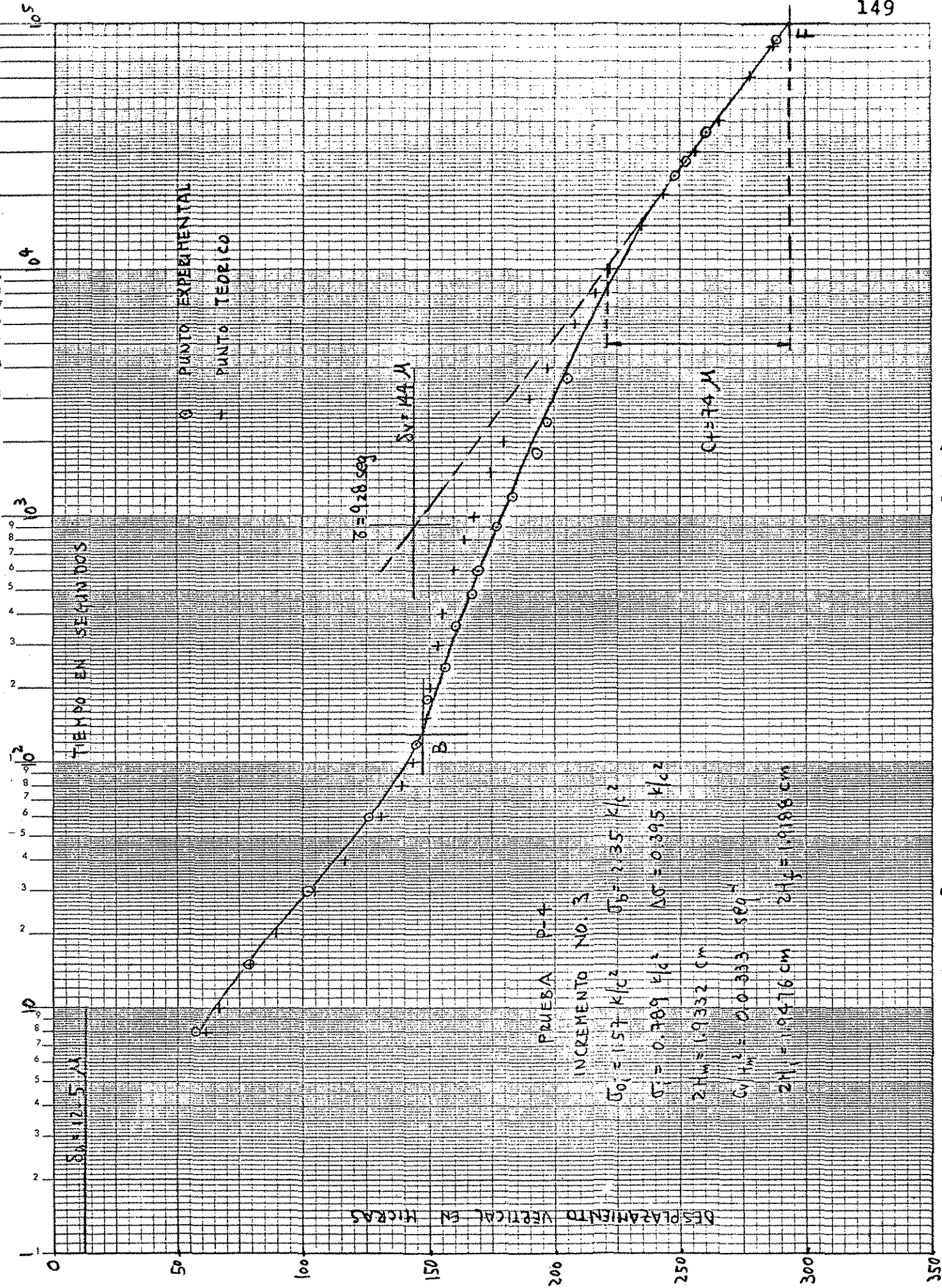


FIG. B-39 CURVA DE CONSOLIDACION P-4-3

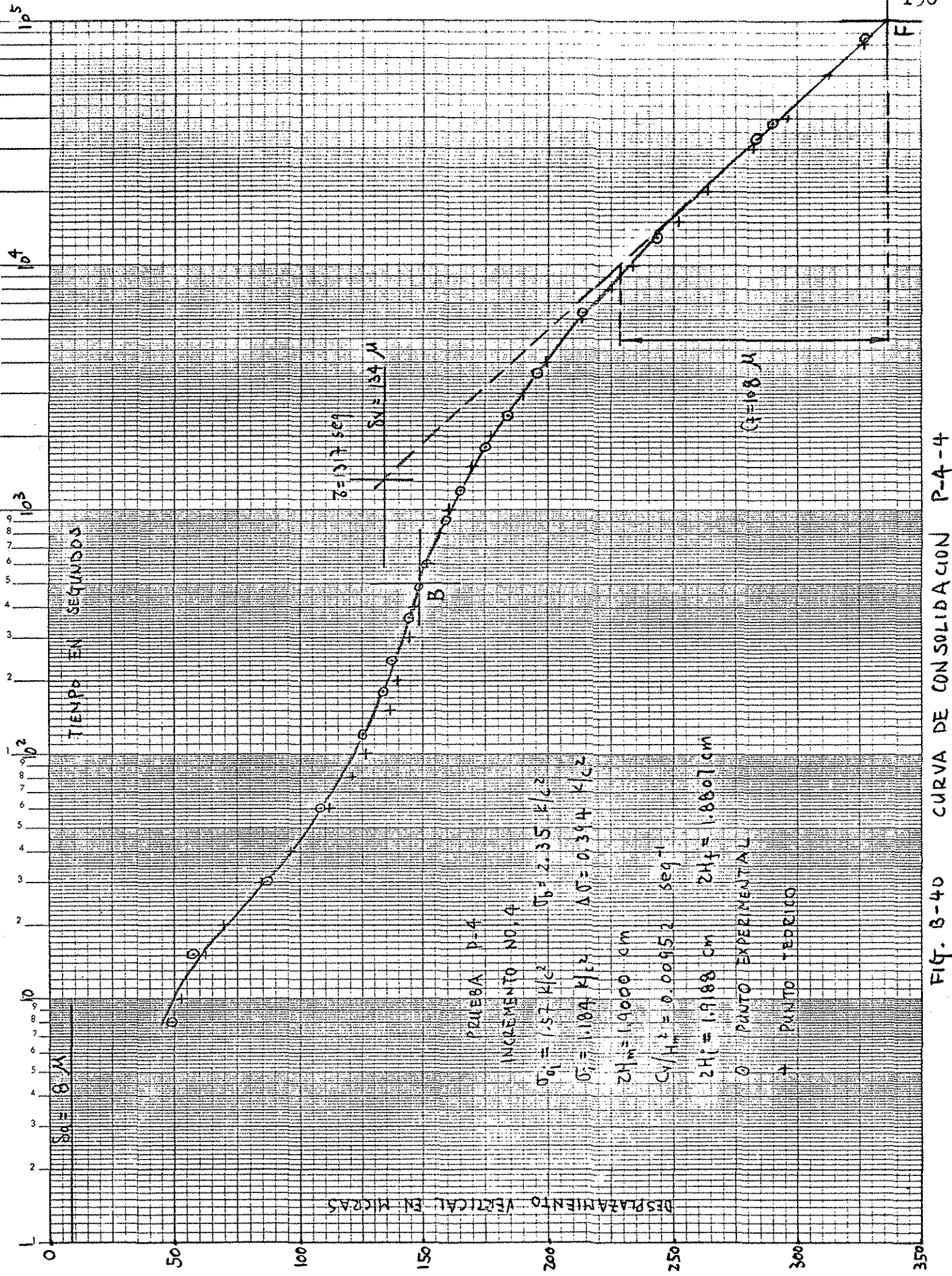


FIG. B-40 CURVA DE CONSOLIDACION P-4-4

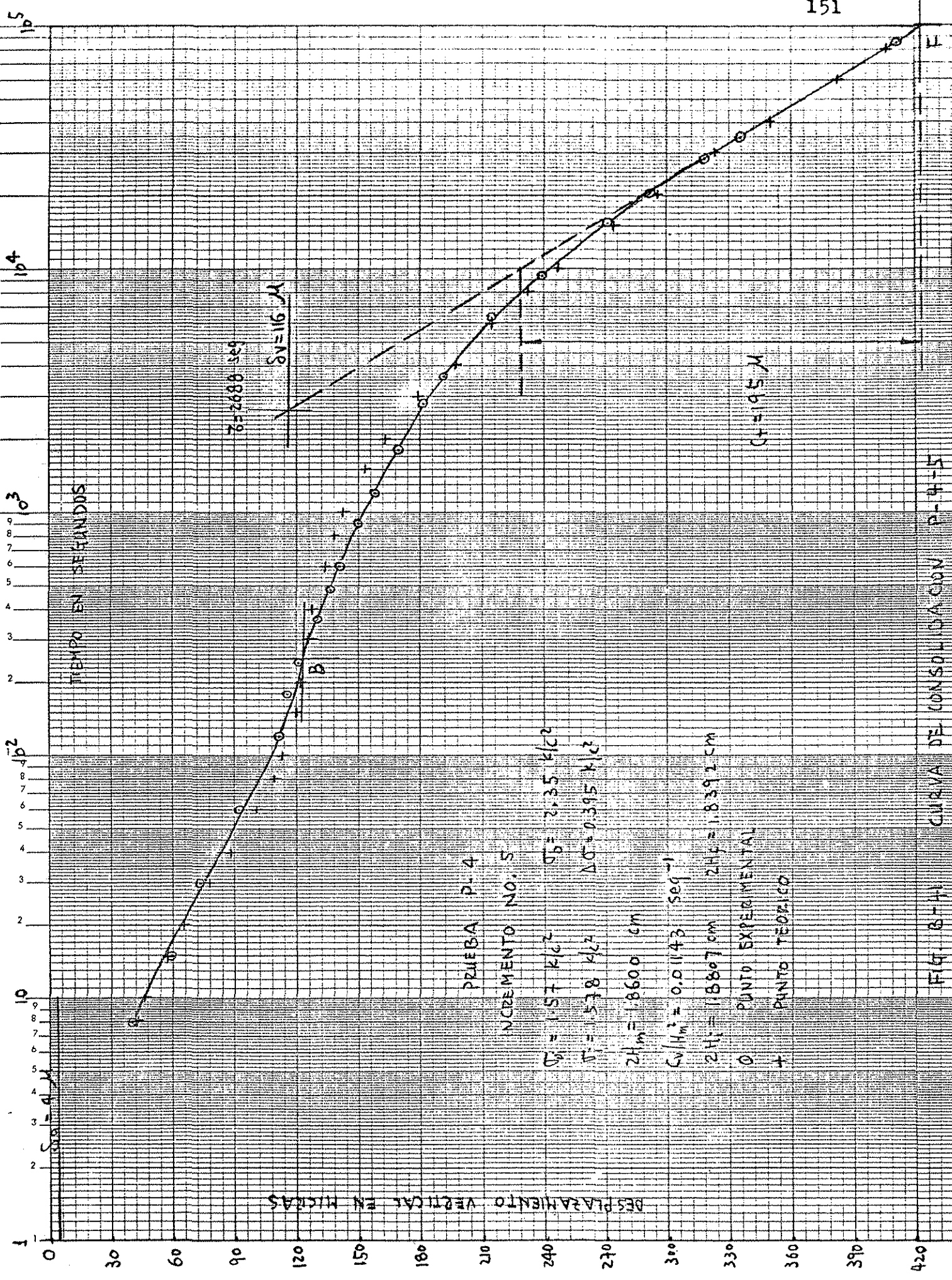


FIG. B-4-1 CURVA DE CONSOLIDACION P-4-5

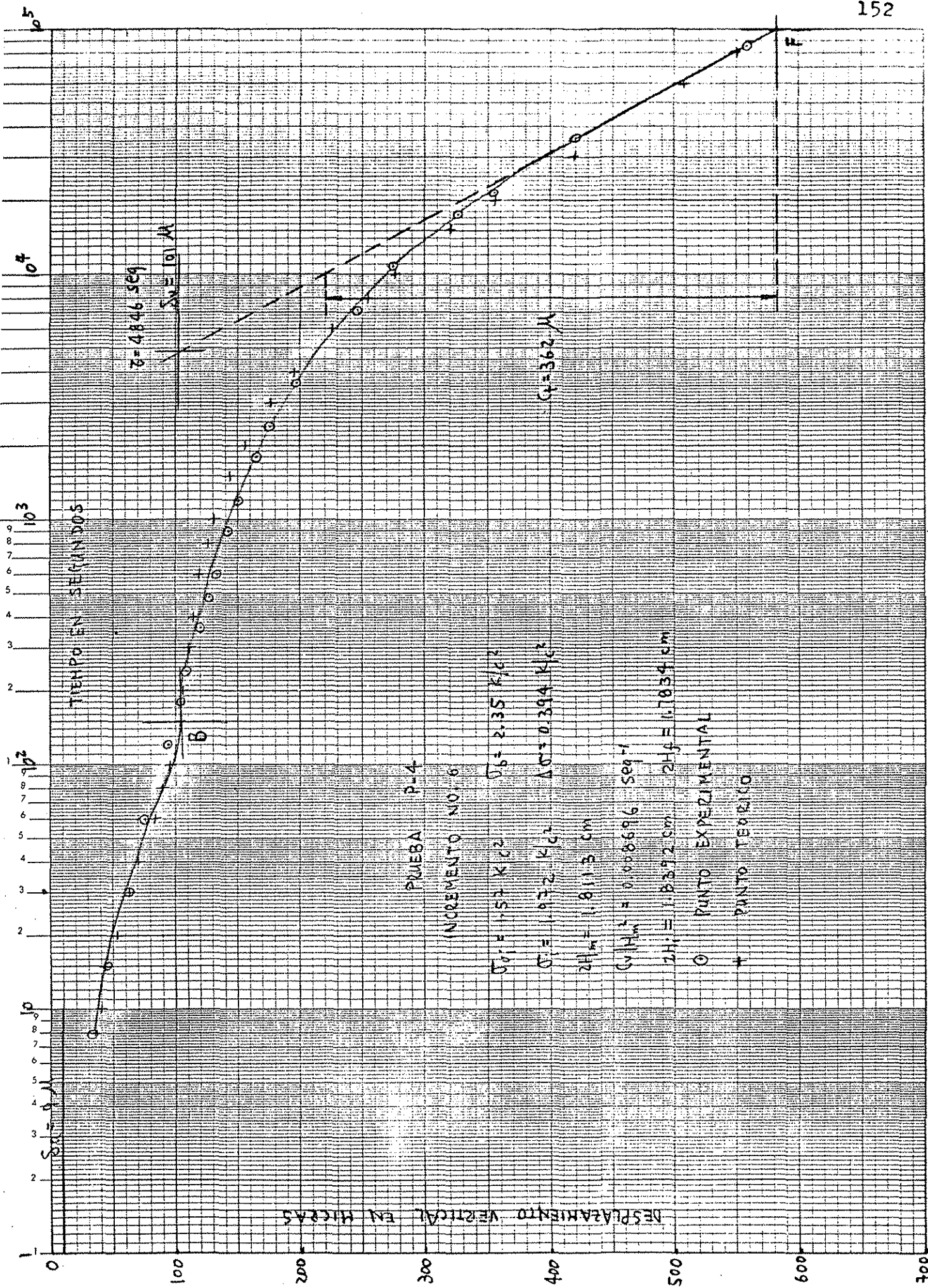


FIG. B-42 CURVA DE CONSOLIDACION P-4-6

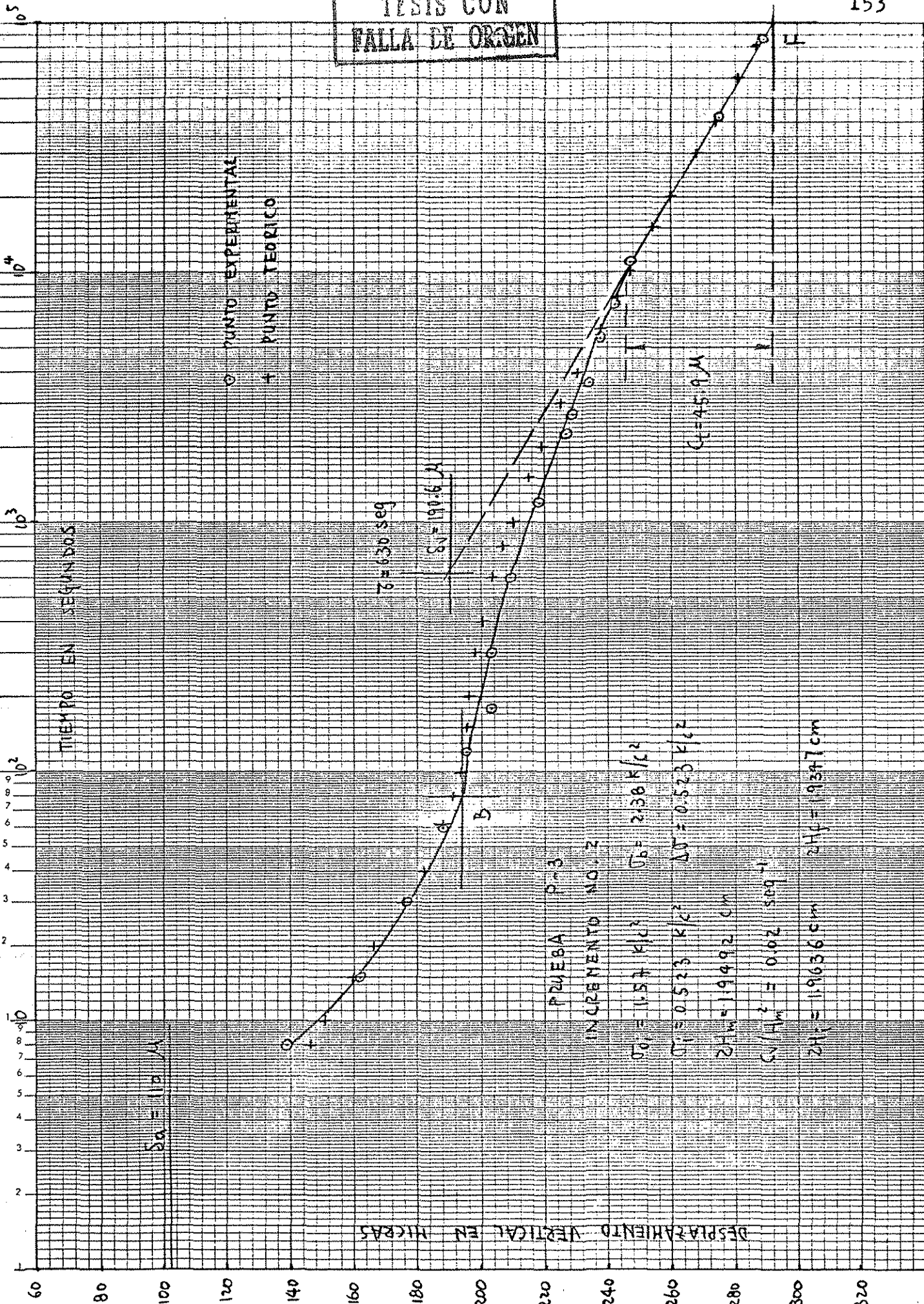


FIG. B-43 CURVA DE CONSOLIDACION P-3-2

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

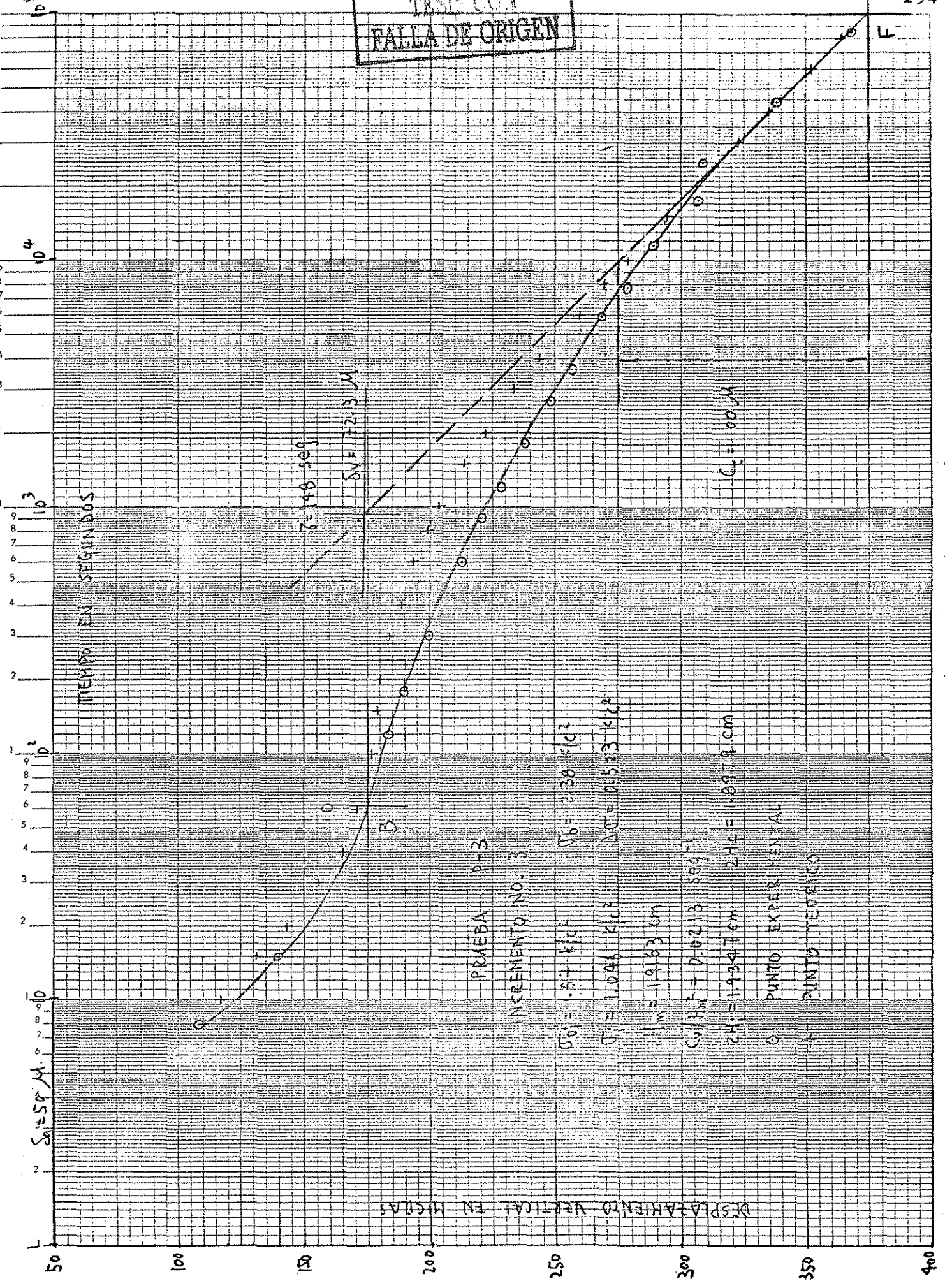
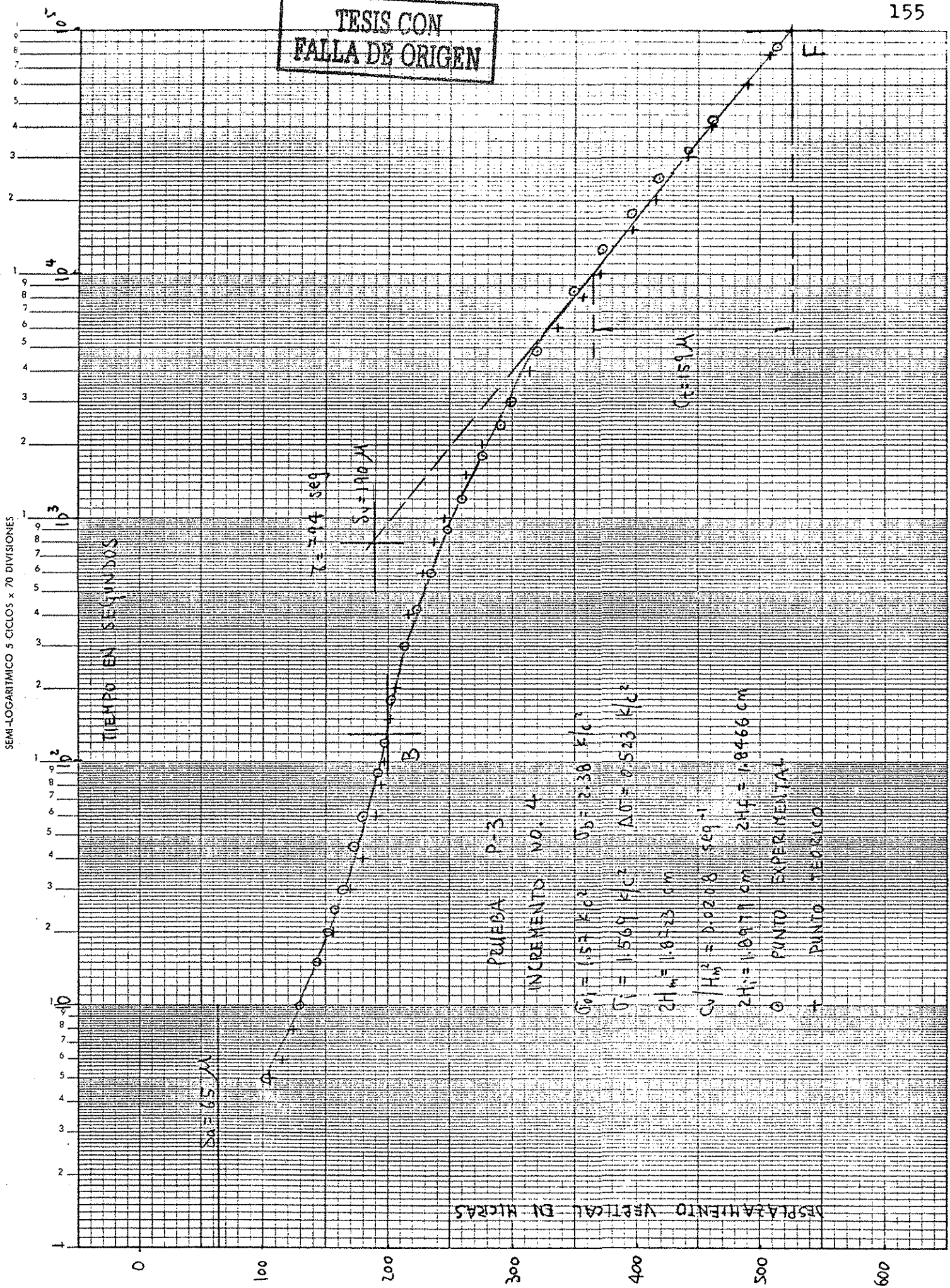


FIG. B-44 CURVA DE CONSOLIDACION P-3-3

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

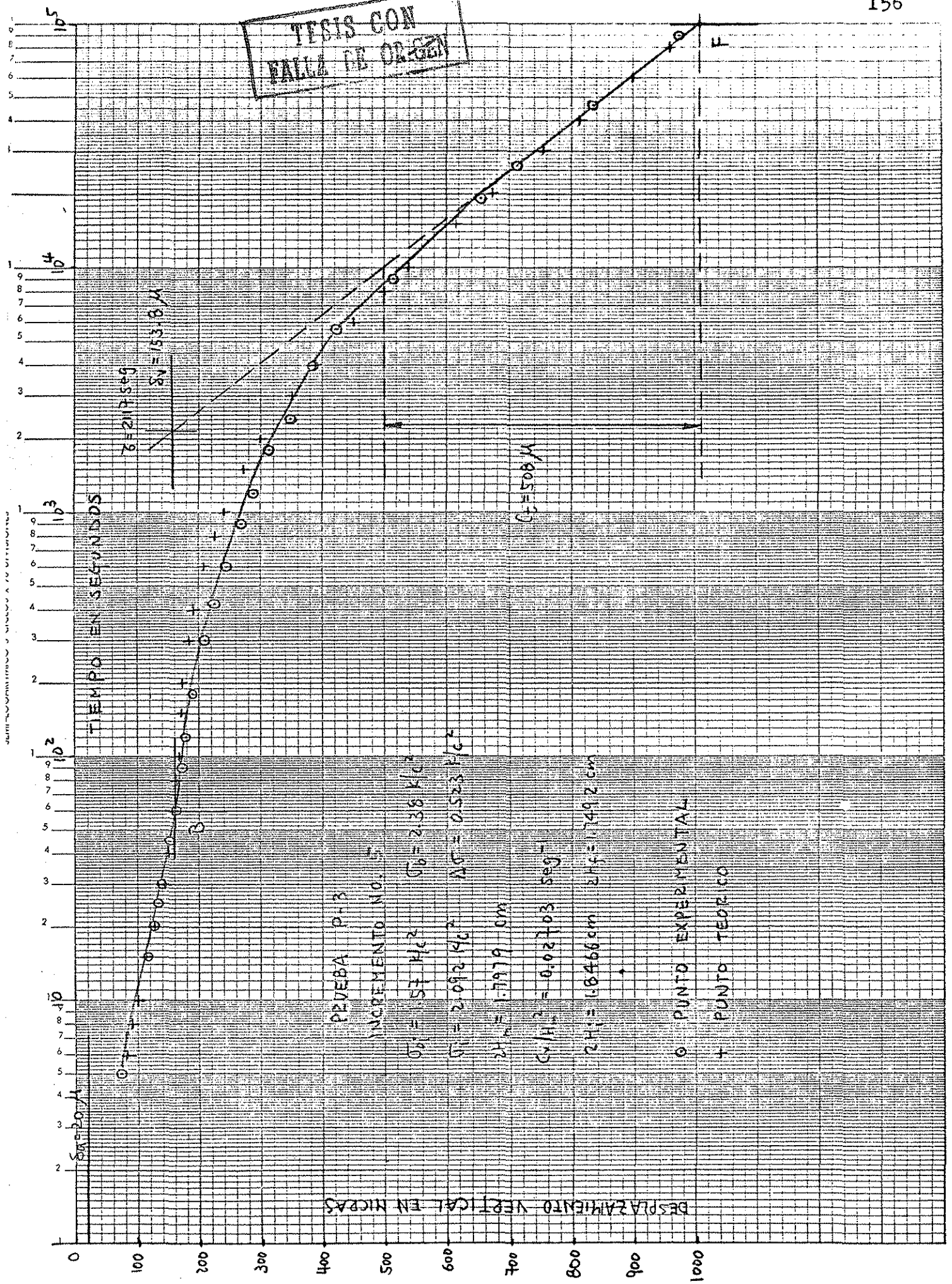


FIG. B-46 CURVA DE CONSOLIDACION P-3-5

SEMI-LOGARITMICO 5 CICLOS X 70 DIVISIONES

TIEMPO EN SEGUNDOS

$\delta_a = 2.5 \mu$

PRUEBA P-C
 INCREMENTO NO. 2
 $\sigma_1 = 158 \text{ KIC}$ $\sigma_2 = 210 \text{ KIC}$
 $\sigma = 0.05 \text{ KIC}$ $\delta_0 = 0.05 \text{ KIC}$
 $2H_m = 1.0926 \text{ cm}$
 $C/H_m^2 = 0.01052 \text{ seg}^{-1}$
 $2H_1 = 1.0942 \text{ cm}$ $2H_2 = 1.0910 \text{ cm}$

DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN MICRAS

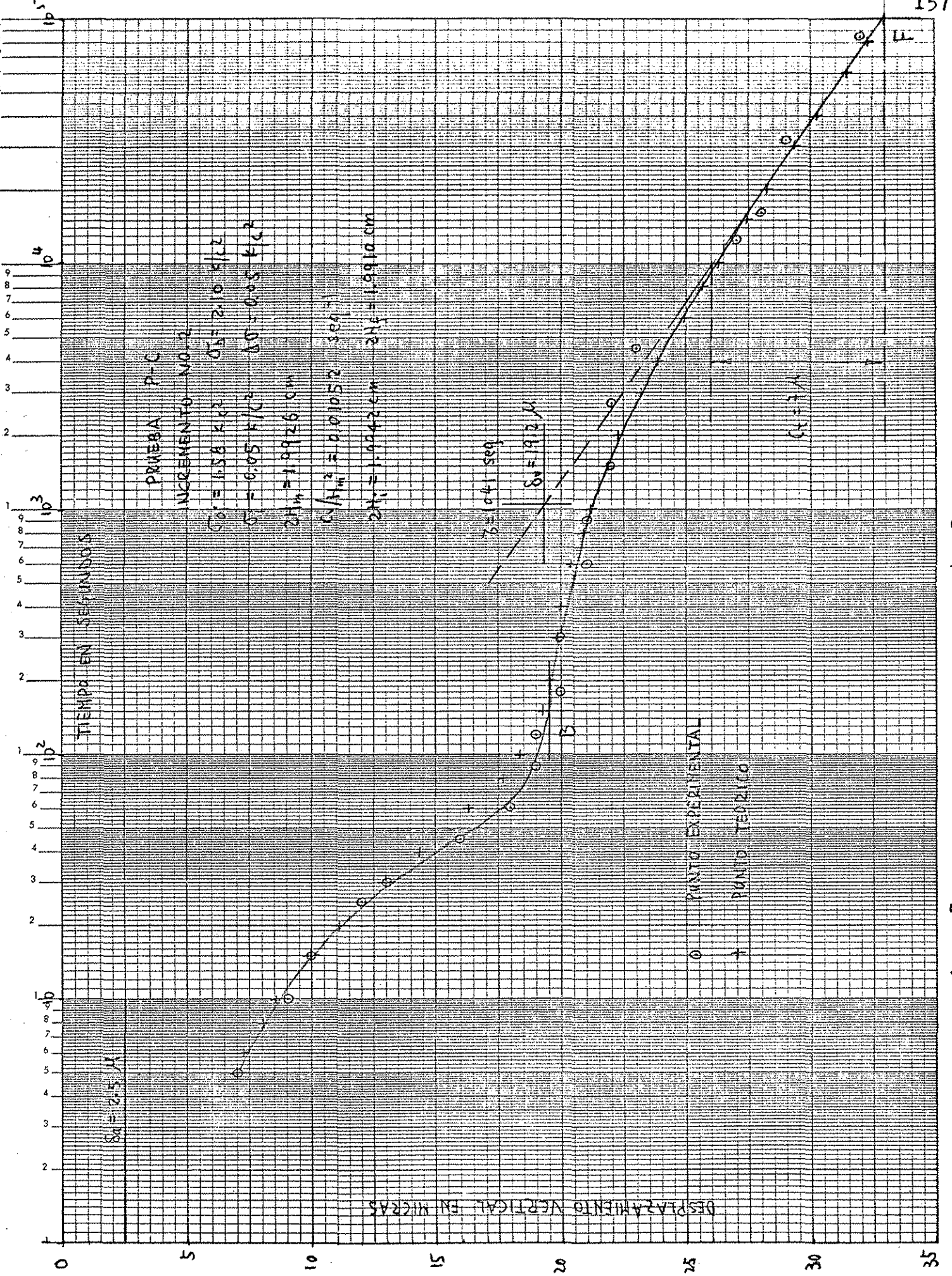
○ PUNTO EXPERIMENTAL

+ PUNTO TEORICO

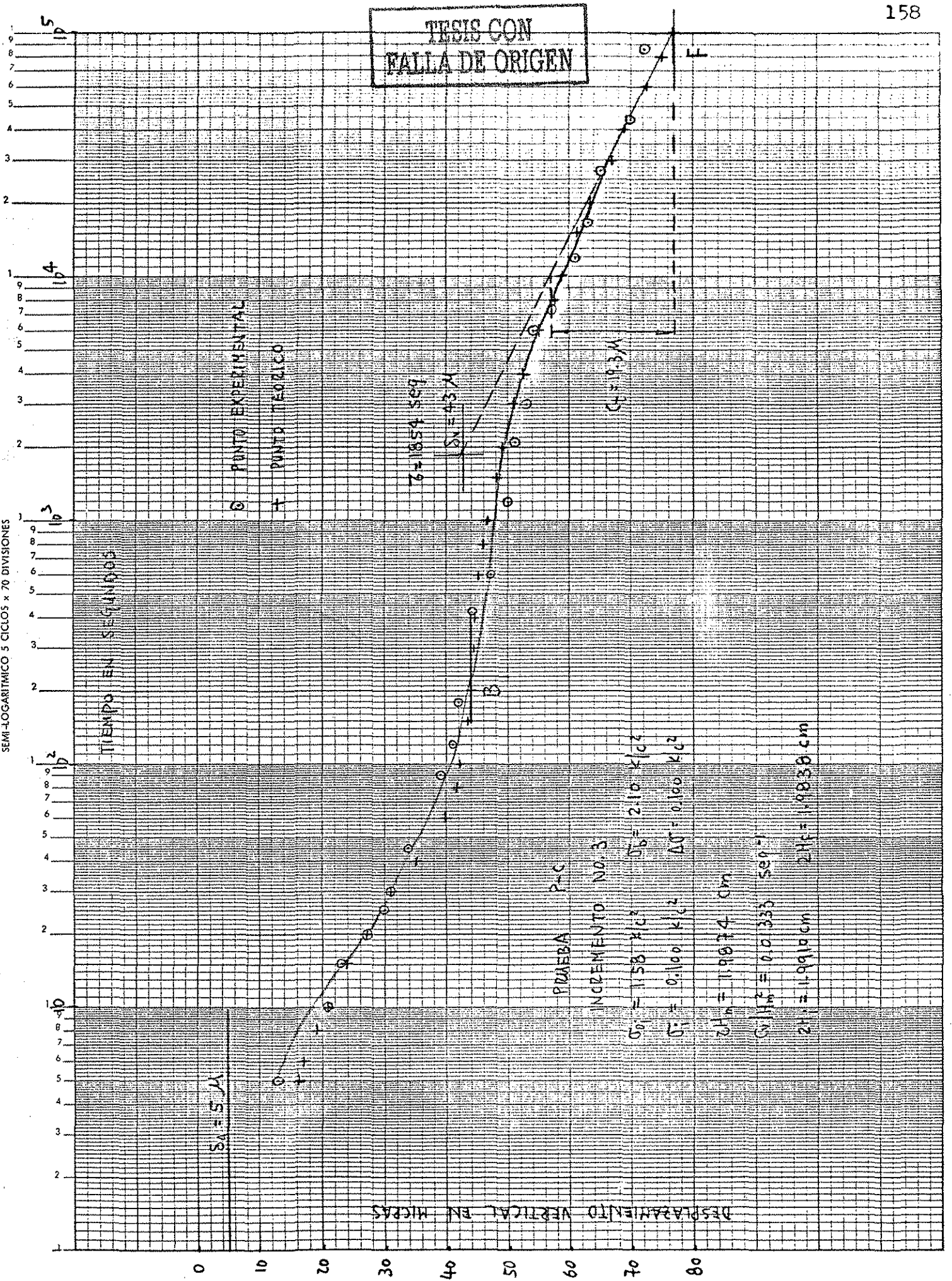
$G = 1 \mu$

$\delta = 191 \text{ seg}$

$\delta_n = 19.2 \mu$



TESIS CON FALLA DE ORIGEN



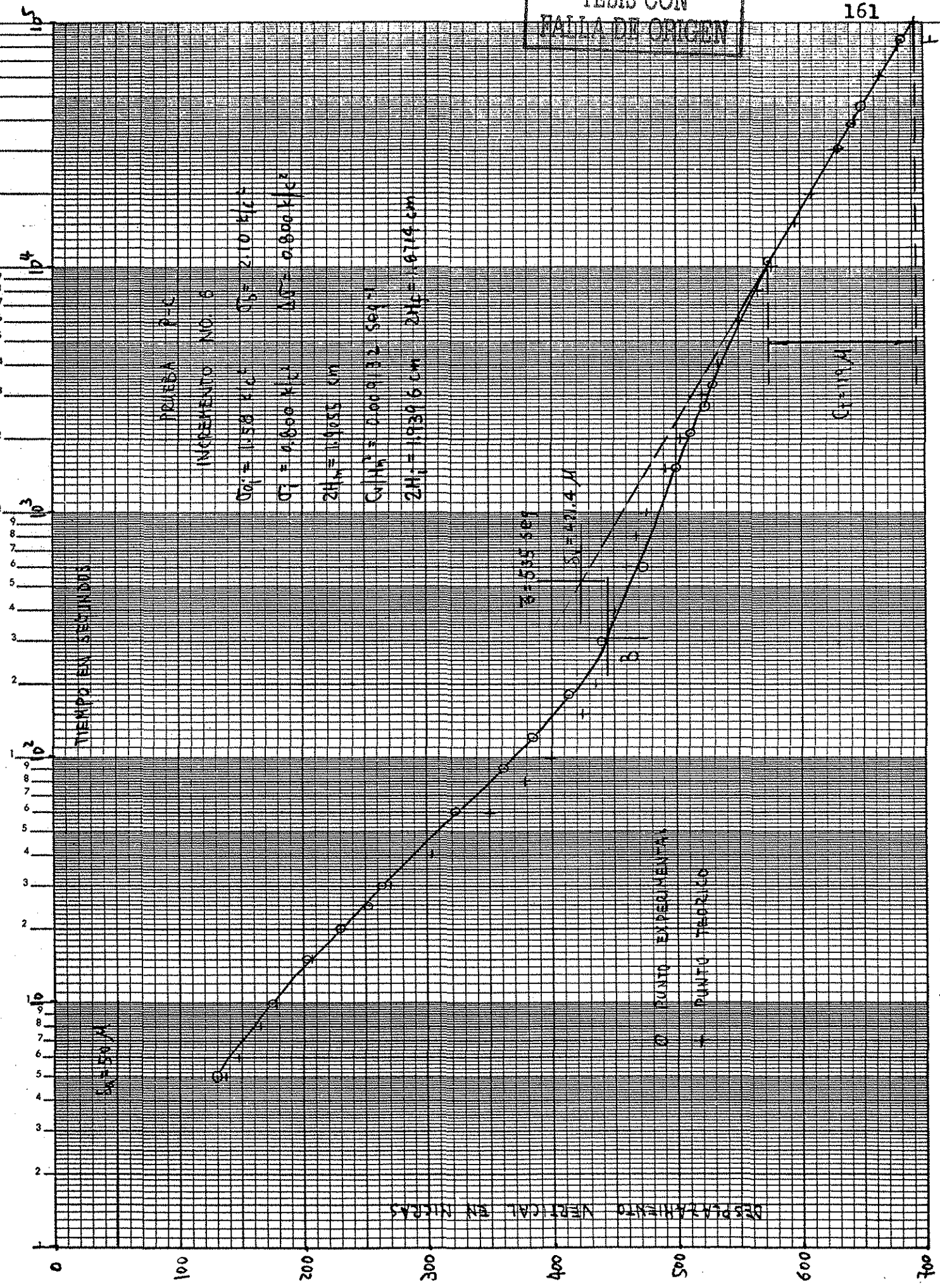


FIG. B-51 CURVA DE CONSOLIDACION P-C-6

TABLA B-1 PARAMETROS DE CONSOLIDACION - PRUEBA P-10

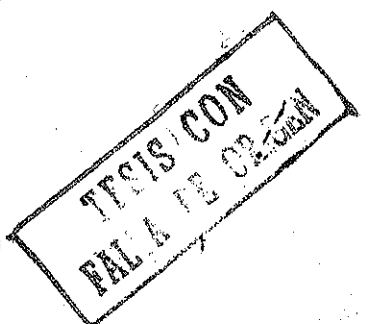
$$\Delta\sigma = 0.158 \text{ Kg/cm}^2$$

No. Incremento.	σ_m	$2H_m$	δ_v	C_t	m_v	m_t	β	c_v/H_m^2	C_v	k	τ	ξ
	Kg/cm ²	cm	micra	micra	cm ² /kg	cm ² /kg		seg ⁻¹	cm ² /seg	cm/seg	seg	
2	0.267	1.977	43.6	15.9	13.96	5.07	0.36	22.73	22.21	3.10	2434	1.81
3	0.425	1.969	45.0	18.6	14.46	5.98	0.41	18.35	17.79	2.57	1114	4.89
4	0.533	1.961	51.0	19.4	16.46	6.26	0.38	16.00	15.38	2.53	733	8.53
5	0.741	1.951	51.5	30.8	16.71	9.99	0.60	16.95	16.13	2.70	1831	3.22
6	0.899	1.940	48.7	50.5	15.89	16.47	1.04	15.38	14.48	2.30	4110	1.58
7	1.057	1.929	41.3	49.4	13.55	16.21	1.20	15.87	14.77	2.00	3742	1.68
8	1.215	1.918	40.0	65.3	13.20	21.55	1.63	13.33	12.26	1.62	5388	1.39
9	1.373	1.905	45.5	83.4	15.12	27.71	1.83	16.67	15.12	2.29	6805	0.88
10	1.531	1.891	39.3	84.8	13.16	28.39	2.16	18.18	16.24	2.14	4880	1.13
11	1.689	1.874	42.0	143.8	14.18	48.57	3.43	18.52	16.26	2.31	9130	0.59
12	1.847	1.851	40.5	247.0	13.85	84.47	6.10	21.74	18.62	2.58	9866	0.47

TABLA B-2 PARAMETROS DE CONSOLIDACION - PRUEBA P-8

$\Delta\sigma = 0.197 \text{ kg/cm}^2$

No. InCREMENTO.	σ_m	H_m	δ_v	c_t	m_v	m_t	β	c_v/H_m^2	c_v	k	τ	ξ
	kg/cm ²	cm	micra	micra	cm ² /kg	cm ² /kg		seg ⁻¹	cm ² /seg	cm/seg	seg	
2	0.331	1.967	107.0	21.0	27.61	5.42	0.20	15.15	14.65	4.04	990	6.67
3	0.528	1.953	71.2	28.0	18.51	7.28	0.39	18.02	17.18	3.18	522	10.63
4	0.725	1.940	59.0	33.0	15.44	8.64	0.56	13.33	12.54	1.94	672	11.16
5	0.922	1.928	58.0	52.0	15.27	13.69	0.90	13.33	12.38	1.89	2343	3.20
6	1.119	1.920	53.0	74.0	14.12	19.72	1.40	11.70	10.61	1.50	4171	2.05
7	1.317	1.905	52.4	81.3	14.12	21.90	1.55	13.25	11.76	1.66	4912	1.54
8	1.514	1.889	44.2	92.0	11.98	24.94	2.08	12.12	10.62	1.27	5150	1.60
9	1.711	1.872	43.3	103.8	11.86	28.42	2.40	16.67	14.32	1.70	4590	1.31
10	1.908	1.853	45.0	142.7	12.47	39.56	3.17	14.90	12.49	1.56	7912	0.85
11	2.105	1.831	46.0	170.5	12.94	47.97	3.71	14.18	11.54	1.49	6397	1.10
12	2.267	1.804	36.7	264.0	10.33	74.53	3.21	11.11	8.96	0.93	11586	1.04



2.21

TABLA B-3 PARAMETROS DE CONSOLIDACION - PRUEBA P-6.

$$\Delta\sigma = 0.260 \text{ kg/cm}^2$$

No. InCREMENTO.	σ_m	$2H_m$	δ_v	c_t	m_v	m_t	β	c_v/H_m^2	c_v	k	τ	ξ
	kg/cm ²	cm	micra	micra	cm ² /kg	cm ² /kg		seg ⁻¹	cm ² /seg	cm/seg	seg	
2	0.432	1.975	94.0	21.6	18.31	4.21	0.23	19.05	18.58	3.40	860	6.10
3	0.693	1.962	81.0	26.3	15.88	5.16	0.32	18.52	17.81	2.83	522	10.34
4	0.953	1.947	86.3	44.0	17.05	8.69	0.51	9.52	9.02	1.54	2404	4.37
5	1.214	1.931	69.5	54.3	13.84	10.82	0.78	18.18	16.94	2.34	1904	2.89
6	1.474	1.914	68.8	68.5	13.82	13.76	1.00	15.30	14.01	1.94	2795	2.34
7	1.735	1.895	71.0	87.0	14.41	17.66	1.23	19.23	17.27	2.49	2653	1.96
8	1.995	1.873	65.0	174.0	13.35	35.74	2.68	15.38	13.48	1.80	7970	0.82
9	2.255	1.810	52.2	277.0	11.09	58.85	5.31	20.00	16.39	1.82	8938	0.56
10	2.474	1.804	49.3	390.0	12.63	83.04	6.58	18.18	14.78	1.87	9290	0.59

TABLA B-4 PARAMETROS DE CONSOLIDACION - PRUEBA P-4

$$\Delta\sigma = 0.394 \text{ kg/cm}^2$$

No. Incre- mento.	σ_m	2Hm	δ_v	c_t	m_v	m_t	β	c_v/H_m^2	c_v	k	τ	ξ
	kg/cm ²	cm	micra	micra	cm ² /kg	cm ² /kg		seg ⁻¹	cm ² /seg	cm/seg	seg	
2	0.629	1.959	141.0	40.0	18.27	5.18	0.28	13.70	13.14	2.40	666	10.96
3	1.019	1.933	144.0	64.0	18.91	9.72	0.51	13.33	12.45	2.35	928	8.08
4	1.418	1.902	134.0	108.0	17.88	14.41	0.81	9.52	8.61	1.54	1317	7.98
5	1.812	1.865	116.0	195.0	15.79	26.54	1.68	11.43	9.94	1.57	2688	3.25
6	2.206	1.816	101.0	362.0	14.11	50.59	3.59	8.70	7.18	1.01	4846	2.37

$\times 10^{-3}$ $\times 10^{-3}$ $\times 10^{-3}$ $\times 10^{-3}$ $\times 10^{-7}$ $\times 10^{-2}$

TABLA B-5 PARAMETROS DE CONSOLIDACION - PRUEBA P-3

$$\Delta\sigma = 0.523 \text{ kg/cm}^2$$

No. Incremento.	σ_m	$2H_m$	δ_v	c_t	m_v	m_t	β	c_v/H_m^2	c_v	k	τ	ξ
	kg/cm ²	cm	micra	micra	.cm ² /kg	cm ² /kg		seg ⁻¹	cm ² /seg	cm/seg	seg	
2	0.818	1.949	190.6	45.9	18.70	4.50	0.24	20.00	19.00	3.55	630	7.94
3	1.341	1.916	172.3	100.0	17.19	9.98	0.58	21.30	19.55	3.36	948	4.95
4	1.864	1.872	190.0	159.0	19.40	16.24	0.84	20.80	18.23	3.54	794	6.05
5	2.354	1.824	183.8	508.0	16.50	53.26	3.23	27.03	22.47	3.71	2117	1.75

TABLA B-6 PARAMETROS DE CONSOLIDACION - PRUEBA P-C

No. Inremento.	$\Delta\sigma$	σ_m	$2H_m$	δ_v	C_t	m_v	m_t	β	C_v/H_m^2	C_v	k	τ	ξ
	kg/cm ²	kg/cm ²	cm	micra	micra	cm ² /kg	cm ² /kg		seg ⁻¹	cm ² /seg	cm/seg	seg	
2	0.05	0.119	1.993	19.2	7.0	19.27	7.03	0.36	10.52	10.44	2.01	1041	9.13
3	0.10	0.194	1.987	43.0	19.3	21.64	9.71	0.45	13.33	13.16	2.85	1854	4.05
4	0.20	0.344	1.976	71.6	28.2	18.12	7.14	0.39	16.00	15.62	2.83	725	8.62
5	0.40	0.644	1.954	124.0	37.6	15.86	4.81	0.30	15.38	14.68	2.33	-	-
6	0.80	1.244	1.906	421.4	119.0	27.62	11.96	0.43	9.13	8.29	2.29	535	20.47

APENDICE C

NOTACIONES

NOTACION	DEFINICION	UNIDAD
A	Constante	abstracto
C _t	Pendiente de la rama recta de la compresión secundaria	micra
C _v	Coefficiente de consolidación primaria	cm ² /seg
e	Oquedad	abstracto
F(T _v)	Función de Terzagui	abstracto
G _s	Gravedad específica	abstracto
H	Semi-espesor del anillo de consolidación	cm
H _f	Semi-espesor de la probeta de suelo al final del incremento de esfuerzo	cm
H _i	Semi-espesor de la probeta de suelo antes del incremento de esfuerzo	cm
H _m	Semi-espesor medio de la probeta de suelo durante el incremento de esfuerzo	cm
I _p	Indice de plasticidad	porciento
k	Coefficiente de permeabilidad	cm/seg
LL%	Límite líquido	porciento
LP%	Límite plástico	porciento
m _{ep}	Coefficiente de compresibilidad elasto-plástica volumétrico unitario	cm ² /kg

m_t	Coeficiente de compresibilidad volumétrico unitario en la compresión secundaria.	cm^2/kg
m_v	Coeficiente de compresibilidad volumétrico unitario de la compresión primaria	cm^2/kg
n	Constante	abstracto
p	Esfuerzo total	kg/cm^2
q_u	Consistencia natural	kg/cm^2
$S_r\%$	Grado de saturación	porciento
t	Tiempo	segundo
T_v	Factor tiempo primario	abstracto
u	Exceso hidrostático	kg/cm^2
α	Coeficiente de resorte	cm^2/kg
β	Factor que mide la magnitud relativa de la viscosidad intergranular (m_t/m_v)	abstracto
γ_w	Peso específico del agua	kg/cm^3
Δ	Indica el incremento	----
δ	Desplazamiento	micra
ϵ_v	Deformación volumétrica	abstracto
ξ	Factor que modifica el factor tiempo primario T_v en la compresión secundaria	abstracto
σ	Esfuerzo efectivo	kg/cm^2
σ_b	Esfuerzo crítico	kg/cm^2
σ_{oi}	Esfuerzo efectivo del suelo en el campo	kg/cm^2

σ_{pr}	Esfuerzo que define el potencial de expansión remanente del suelo	kg/cm ²
τ	Tiempo de relajamiento de viscosidad intergranular	segundo
$\omega\%$	Contenido de agua	por ciento
e^x	Exponencial natural de x	
$\log X$	Logaritmo base diez de X	