

01163  
20j.4

**INFLUENCIA DEL TIEMPO  
EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA DEL SUELO**

**T E S I S**

**Presentada a la División de Estudios de Posgrado  
Facultad de Ingeniería  
Universidad Nacional Autónoma de México**

por

**VICTOR MANUEL GONZALEZ SALDIERNA**

**Como parte de los requisitos  
para obtener el grado de**

**MAESTRO EN INGENIERIA  
(Mecánica de Suelos)**

**Ciudad Universitaria, México, D.F.  
octubre de 1988**

**TESIS CON  
FALLA DE ORDEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **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 está 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.

## R E S U M E N

La alta sismicidad del Valle de México hace necesario conocer las características dinámicas de sus sedimentos, en especial, las de aquellos que se encuentran en la antigua zona lacustre. La compresibilidad de estos depósitos se caracteriza por la importancia del fenómeno viscoso intergranular, también conocido como compresión secundaria, según el cual, el suelo continúa cambiando de volumen bajo un estado sostenido de esfuerzos efectivos. La influencia de este fenómeno en el módulo de rigidez dinámica del suelo es estudiada en este trabajo en especímenes "inalterados". El Péndulo de Torsión Libre es utilizado para obtener el módulo de rigidez dinámica.

# C O N T E N I D O

## LISTA DE SIMBOLOS

## LISTA DE TABLAS

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
1. INTRODUCCION	1
1.1 Importancia del tema	
1.2 Objetivos y alcances	
2. ANTECEDENTES	6
2.1 Fundamentos teóricos del trabajo	
2.2 Trabajos previos. Revisión bibliográfica	
3. EQUIPO DE LABORATORIO. PENDULO DE TORSION LIBRE (PTL)	30
3.1 Descripción del aparato	
3.2 Teoría del instrumento	
3.2.1 Módulo de rigidez dinámica	
3.2.2 Distorsión angular	
3.2.3 Interpretación de resultados	
3.3 Calibración del equipo	
3.4 Programación de pruebas de torsión	
3.4.1 Esfuerzo cortante máximo aplicable al espécimen	

3.4.2 Fuerza torsionante máxima en el brazo

3.4.3 Desplazamientos máximos en la mesa de registro.

4.	MATERIALES UTILIZADOS	37
5.	ASPECTOS GENERALES DE LOS ENSAYES	39
	5.1 Programación de las pruebas	
	5.2 Labrado y Montaje	
	5.3 Procedimiento de ensaye	
6.	ANALISIS DE RESULTADOS	45
	6.1 Compresión axial y tiempo de confinamiento.	
	6.2 Módulo de rigidez dinámica y distorsión angular	
	6.3 Módulo de rigidez dinámica y duración del confinamiento	
	6.4 Consecuencia de un alivio parcial del confinamiento	
	6.5 Distorsión angular y esfuerzo cortante aplicado	
	6.6 Interpretación de los resultados de laboratorio	
	6.7 Consecuencias prácticas de la investigación.	
	6.8 Correlaciones empíricas resultantes	
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	64
8.	EJEMPLO DE APLICACION	68

REFERENCIAS

76

TABLAS

FIGURAS

- ANEXO 1      Información obtenida en el PTL
- ANEXO 2      Compresión con esfuerzos volumétricos en el PTL
- ANEXO 3      Ensayes de compresión no confinada

LISTA DE SIMBOLOS

LETRAS LATINAS

- c            Coeficiente de viscosidad lineal
- C<sub>c</sub>        Coeficiente de amortiguamiento crítico
- D            Diámetro de la probeta
- e            Relación de vacíos
- F            Fuerza torsionante en el PTL
- g            Aceleración de la gravedad
- h            Altura del espécimen
- H            Espesor de un estrato de suelo
- I<sub>γ</sub>        Pendiente de la gráfica  $\mu - \log t$ , correspondiente a la distorsión  $\gamma$
- I<sub>P</sub>        Momento centroidal de inercia del espécimen
- IP          Índice de plasticidad del suelo
- J            Momento polar de inercia de las masas
- k<sub>a</sub>        Constante de resorte del PTL
- K            Constante de resorte
- K<sub>O</sub>        Coeficiente de empuje de tierra en reposo
- ℓ            Dimensión lineal
- LL          Límite líquido
- L<sub>M</sub>        Distancia recorrida, en la mesa de registro del PTL, por N<sub>M</sub> ciclos de vibración
- L<sub>P</sub>        Longitud recorrida, en el papel de registro, por N<sub>P</sub> pulsaciones del marcador de tiempo del PTL
- LP          Límite plástico
- M<sub>s</sub>        Momento torsionante
- N<sub>M</sub>        Número de ciclos de vibración en el PTL
- N<sub>P</sub>        Número de pulsaciones del marcador de tiempo en el PTL
- N<sub>Y</sub>        Factor de la función  $\log t/t_{PD}$ , representa el incremento relativo de módulo de rigidez dinámica en la compresión secundaria

p	Esfuerzo, presión total
PTL	Péndulo de Torsión Libre
$q_u$	Resistencia del suelo en compresión no confinada
r	radio
S	Resistencia al esfuerzo cortante
$S_u$	Resistencia al corte sin drenaje
$S_s$	Gravedad específica
S %	Grado de saturación
t	tiempo
$t_{cp}$	Tiempo relacionado con el término de la compresión primaria
T	Período de vibración
U %	Grado de consolidación primaria
$v_s$	Velocidad de propagación de ondas de cortante
w	Contenido de agua

### LETRAS GRIEGAS

$\epsilon$	Deformación unitaria
$\gamma$	Distorsión angular
$\gamma_{min}$	Valor mínimo de la distorsión angular que es registrado en el PTL
$\gamma_m$	Peso volumétrico
$\gamma_u$	Distorsión angular en el límite de respuesta elástica del suelo
$\delta$	Desplazamiento en la mesa de registro del PTL
$\Delta$	Decremento logarítmico
$\xi$	Relación de amortiguamiento respecto al crítico
$\theta$	Rotación



$\mu$	Módulo de rigidez dinámica
$\mu_0$	Valor virtual del módulo de rigidez dinámica cuando $\gamma = 0$
$\mu_{max}$	Valor máximo de $\mu$ obtenido en el PTL
$\mu_u$	Valor de $\mu$ en el límite de respuesta elástica del suelo
$\mu_{cp}$	Valor del módulo al término de la compresión primaria
$\mu_t$	Valor de $\mu$ en el tiempo $t$
$\pi$	3.1416 Relación geométrica entre el perímetro y el diámetro de un círculo
$\rho$	Densidad
$\sigma$	Esfuerzo intergranular
$\sigma_b$	Esfuerzo crítico en compresión confinada
$\sigma_c$	Confinamiento volumétrico efectivo
$\sigma_o$	Esfuerzo vertical efectivo en el sitio
$\tau$	Esfuerzo cortante
$\omega$	Frecuencia circular de vibración
$\omega_d$	Frecuencia circular amortiguada

**LISTA DE TABLAS**

- 3.1                   Constantes de calibración del Péndulo de Torsión empleado en la investigación.
- 4.1                   Características de las muestras empleadas en los ensayos.
- 5.1                   Programación de los ensayos
- 6.1                   Comparación de incrementos normalizados en la velocidad de ondas de cortante.
- 8.1                   Cálculo del período fundamental de un depósito
- Al.1 a Al.6          Resumen de datos obtenidos en el PTL
- A3.1                  Resultados de ensayos al término de las pruebas de torsión.

## LISTA DE FIGURAS

- 1.1 Espécimen sometido a un estado de esfuerzos y su consiguiente cambio volumétrico
- 2.1 Granos de arcilla y distintas fases del agua que les rodea..
- 3.1 a 3.4 Péndulo de Torsión Libre (PTL)
- 3.5 Registro típico de vibraciones en el PTL
- 5.1 a 5.4 Montaje de muestras en el Péndulo de Torsión Libre.
- 6.1 Transformación de la expresión de Zeevaert (1983)
- 6.2 a 6.7 Efecto de la distorsión angular en el módulo de rigidez dinámica según la duración del esfuerzo confinante.
- 6.8 a 6.13 Módulos de rigidez normalizados y distorsiones angulares normalizadas.
- 6.14 a 6.19 Influencia del tiempo en el módulo de rigidez.
- 6.20 Influencia del tiempo en los módulos de rigidez dinámica máximos.
- 6.21 Influencia del tiempo en los módulos de rigidez dinámica últimos.
- 6.22 Influencia del tiempo en la relación de módulos de rigidez

- 6.23 y 6.24 Efecto de la duración del confinamiento en la relación de módulos de rigidez último a máximo.
- 6.25 Distorsión angular y esfuerzo cortante aplicado.
- 6.26 Relación entre el factor de incremento de rigidez y la oquedad.
- 6.27 Efecto de la oquedad en la relación de módulos.
- 6.28 Relación entre el módulo de rigidez último y el módulo de respuesta elástica.
- 6.29 Relación entre el valor límite del módulo de rigidez y la resistencia en compresión no confinada.
- 6.30 Valor de la función  $F\left(\frac{Y}{Y_u}\right)$
- 8.1 a 8.6 Módulo de rigidez dinámica y distorsión angular. Ejemplo.
- A2.1 a A2.6 Gráficas deformación unitaria axial-tiempo.
- A3.1 a A3.6 Ensayes de compresión simple.

## **CAPITULO 1. INTRODUCCION**

La predicción de la respuesta dinámica de una estructura terrea, de un depósito de suelo o de la cimentación de una estructura, requiere el conocimiento de las propiedades dinámicas del suelo.

Los parámetros a emplear en cada caso dependerán de la sollicitación que se estudie y de la forma en que se idealice o modele el problema.

Una característica de mucho interés a determinar del suelo es su respuesta elástica ante la aplicación de esfuerzos cortantes generados por trenes de ondas sísmicas de cortante que viajan a través de un depósito. La velocidad con la que éstas viajan en el medio y la frecuencia con la que éste es excitado influyen en la forma de vibrar de estructuras cimentadas en el.

La relación entre el esfuerzo cortante dinámico y la distorsión angular elástica correspondiente, es el módulo de rigidez dinámica. Por tanto, la determinación de este parámetro es un problema muy importante en la Mecánica de Suelos.

Por otra parte, los parámetros de comportamiento dinámico de un suelo no son valores constantes ya que dependen precisamente de la forma en que éste es solicitado.

Así, para la correcta valoración del módulo de rigidez dinámica debe considerarse tanto el nivel de esfuerzos y deformaciones que impondrá la sollicitación como las condiciones que el suelo tendrá en el sitio en el momento de interés.

En el campo, un estrato de material fino saturado disminuye de volumen bajo la aplicación de un estado sostenido de esfuerzos estáticos como el que se ilustra en la fig. 1.1.a, en la que se indican las fronteras drenantes.

El cambio de volumen es gradual ocurriendo a medida que el agua gravitacional es expulsada de los poros del suelo. A este proceso se le conoce como consolidación ó compresión primaria y se ilustra en la fig. 1.1.b.

Es un hecho conocido que en sedimentos finos de alta y muy alta compresibilidad el cambio volumétrico continúa aún después de que prácticamente se ha disipado la presión de poro en exceso de la hidrostática originada por la aplicación de cargas, esto es, cuando gran parte del agua gravitacional ha sido desalojada, a esta segunda fase de la compresión se le conoce como secundaria (fig. 1.1.b.)

El fenómeno de la compresión secundaria es muy notorio en sedimentos de origen lacustre, marino y de aluviales finos.

Existen situaciones en que el fenómeno de compresión secundaria se hace evidente en un lapso de tiempo dentro del cual interesa evaluar la respuesta sísmica del propio depósito ó de estructuras cimentadas en el, tal es el caso de los suelos blandos de la Ciudad de México.

Puede preguntarse aquí: ¿Se modifica el comportamiento dinámico del suelo durante la etapa de compresión secundaria?, de ser así y considerando el tiempo máximo de interés, ¿esta variación es importante como para ser tomada en consideración? ¿Cómo evaluar este comportamiento para diferentes tiempos de interés?.

Aún mas, una muestra obtenida de un depósito natural ha estado confinada con un estado constante de esfuerzos durante gran parte de su historia, por ejemplo, debido al peso de los sedimentos sobre la elevación de donde se ha extraído. En estas condiciones, la compresión secundaria ha ocurrido a lo largo de mucho tiempo contribuyendo a la estructuración de los granos del suelo. ¿Cómo determinar aquí el modulo de rigidez dinámica que corresponde al suelo en el sitio a partir de pruebas de laboratorio?

Respuesta a las preguntas anteriores podrá darse si se investiga como varía el módulo elástico al corte en la etapa de compresión secundaria durante un estado sostenido de esfuerzos efectivos.

Conviene además que los resultados de esta investigación sean aplicables a los depósitos blandos de la Ciudad de México, dada la importancia de la compresión secundaria que estos materiales exhiben y a la alta sismicidad del sitio.

Hasta la fecha, de las investigaciones publicadas que tratan con el tema ninguna se relaciona con suelos de la Ciudad de México. Además, la mayoría de los trabajos se refieren a muestras preparadas en laboratorio y en aquellos casos que tratan con muestras "inalteradas" no explican el procedimiento utilizado en la preparación del espécimen, siendo esta etapa particularmente importante si se desea conocer el comportamiento que el material tendrá en el lugar.

Por las razones anteriores, el autor se interesa en estudiar el fenómeno en especímenes inalterados procedentes de los depósitos lacustres de la Ciudad de México, obtenidos con la mejor calidad posible y en las que se reduzcan al mínimo las perturbaciones debidas a manipulación y ensayo.

De interés particular es el utilizar los esfuerzos confinantes al que las muestras están sometidas en el lugar de origen, así como someterlas a un rango de distorsiones compatibles con el que estas presentarían bajo una sollicitación sísmica de importancia.

La única manera de estudiar la relación entre el esfuerzo cortante dinámico y la correspondiente distorsión, bajo condiciones perfectamente conocidas, es en el laboratorio y mejor aún si el equipo es sencillo de operar reproduciendo de la manera más fiel posible las sollicitaciones que se esperan en el sitio.

La forma más simple de inducir únicamente esfuerzo cortante es la torsión. La excitación dinámica más simple es la vibración libre. Así, para estudiar el fenómeno, bastará un equipo que permita confinar una muestra de suelo a un estado de esfuerzos efectivos deseados, que permita la aplicación de un par torsionante y que registre la respuesta del material al vibrar libremente. Un equipo con estas características es el Péndulo de Torsión Libre (Zeevaert, 1967)

## 1.2 OBJETIVOS DEL TRABAJO

El propósito de esta tesis será el de investigar el efecto de la reducción de volumen producido por la compresión secundaria, en el módulo de rigidez dinámica del suelo.



El trabajo experimental consistirá en lo siguiente:

1. Muestras inalteradas de suelo, procedentes de los depósitos lacustres de la Ciudad de México, serán confinadas con un esfuerzo volumétrico efectivo equivalente al que presentan en el sitio. Los especímenes serán solicitados con distorsiones angulares próximas al límite de su respuesta elástica.
2. El módulo de rigidez dinámica, para diferentes tiempos de confinamiento, se determinará con auxilio del Péndulo de Torsión Libre.

## CAPITULO 2. ANTECEDENTES

### 2.1 FUNDAMENTOS

#### 2.1.1 Viscosidad Intergranular y rigidez del suelo

Para comprender la respuesta del suelo ante determinadas sollicitaciones es necesario conocer las características de sus constituyentes y la forma en que estos se asocian. De especial interés es la interacción entre las partículas arcillosas y el agua que les rodea.

La viscosidad del agua presente en el suelo puede variar entre valores correspondientes al agua intersticial libre o gravitacional hasta valores muy altos a medida que decrece la distancia entre las moléculas de agua y los

granos de arcilla. El máximo valor corresponde al agua que pasa a formar parte de la estructura mineral de la arcilla (agua sólida). Valores intermedios corresponden al agua adsorbida. Estas zonas se ilustran en la fig. 2.1.

El espesor de la capa de agua adsorbida depende de la su perficie específica de los granos, de su composición quí mica y la del agua que les rodea. Los mayores espesores corresponden a los minerales mas activos.

Al aplicar esfuerzos estáticos de compresión a un suelo se generan fuerzas normales y tangenciales entre los con tactos de los granos. Durante la deformación, las fuerzas normales los aproximan en tanto que las fuerzas tan genciales tienden a desajustarlos. El proceso de acercamiento es gradual y continúa aún después de expulsada el agua libre, aunque ahora retardado por la presencia del agua adsorbida, este fenómeno es conocido como compresión secundaria y llamado por Zeevaert (1967) "Viscosidad intergranular".

La disminución paulatina de la distancia entre las capas de agua "sólida" de partículas adyacentes de arcilla produce una liga intensa entre los contactos al grado de "solidificarlos".

Las fuerzas normales que actúan en cada contacto no son exactamente iguales por lo que algunos contactos serán mas firmes que otros. Estos últimos serán por tanto, mas sensibles a una dislocación.

La rigidez del suelo aumenta en la medida que se incrementan las presiones normales intergranulares.

Durante la consolidación el esfuerzo externo se transfiere al esqueleto "sólido" del suelo (granos, agua "sólida" y agua adsorbida) merced a la expulsión del agua gravitacional. El cambio volumétrico es aquí notorio.

Durante la compresión secundaria el esfuerzo se transfiere gradualmente a la capa de agua "sólida" que rodea al grano. Hay desplazamiento del agua libre que ocupa los poros más pequeños de la estructura así como de agua adsorbida. El consiguiente cambio volumétrico puede ser apenas apreciable. La etapa final de compresión secundaria será la solidificación de todos los contactos intergranulares.

Por lo antes expuesto, se puede establecer que en suelos arcillosos la importancia del efecto de la compresión secundaria en el incremento de rigidez del suelo depende de:

1. Cantidad y actividad de minerales de arcilla
2. Composición química del agua del subsuelo

3. Arreglo estructural de los constituyentes del suelo
4. Relación de vacíos
5. Magnitud del esfuerzo sostenido
6. Tiempo

## 2.1.2 Parámetros de laboratorio vs parámetros en el sitio

### 2.1.2.1 Suelo inalterado y muestras inalteradas de suelo.

Una muestra de suelo es inalterada si ésta conserva la estructura, contenido natural de agua, relación de vacíos, composición química, temperatura y estado de esfuerzos que presenta en su estado natural.

Las muestras actualmente calificadas como inalteradas no lo son en sentido estricto. Aún el mas cuidadoso muestreo implica cambios inevitables en el estado de esfuerzos que se reflejan en el arreglo estructural de los constituyentes del suelo. En el mejor de los casos la perturbación se reduce a la expansión elástica de los granos y del aire que ocupa los poros.

Al recomprimir al suelo con los esfuerzos del sitio los granos tienden a recuperar su condición original solamente si los cambios estructurales son insignificantes, de no ser así, el arreglo que adopten será distinto. Esto significa que la recompresión puede

producir un nuevo proceso de consolidación y de solidificación, tanto más importante cuanto mayor haya sido el trastorno del arreglo original de los granos. Así, al minimizar la perturbación durante el muestreo y los procesos previos al ensaye, la relación entre los parámetros obtenidos en el laboratorio y los correspondientes a las condiciones del sitio será mas estrecha.

En un depósito natural es posible que la compresión secundaria se encuentre en una etapa avanzada e inclusive que la estructura del suelo se haya solidificado. Por tanto, la recompresión en el laboratorio no es reproducción de la obra de la naturaleza.

Al investigar el módulo de rigidez con el estado de esfuerzos que el espécimen tiene en el sitio pueden presentarse dos situaciones de interés práctico:

- a) Rigidez del suelo en el depósito natural
- b) Rigidez del suelo cuando sobre el depósito se construya una cimentación totalmente compensada.

Suponiendo se trabaje con muestras realmente inalteradas, en el caso (a) bastará reproducir el estado de esfuerzos efectivos del sitio y obtener inmediatamente los parámetros de interés.

En el caso (b) ocurre en el sitio un ciclo de histéresis en el estado de esfuerzos, se tiene un nuevo proceso de consolidación. Si en el laboratorio se reproduce la histéresis de campo se podrá estudiar la variación de la rigidez del suelo con el tiempo.

#### 2.1.2.2 Solicitaciones encampo vs solicitaciones en laboratorio

La obtención de parámetros en laboratorio tendrá valor práctico en la medida que se reproduzcan las condiciones que el material tendrá en campo en el momento de interés y se simulen durante el ensaye las solicitaciones y condiciones de frontera a las que el suelo estará sujeto en el sitio.

Así, la vibración de una maquinaria tendrá en el suelo efectos distintos a los inducidos por una onda sísmica de tipo cortante.

En ambos casos se producen esfuerzos cortantes que varían cíclicamente, sin embargo, las deformaciones por cortante corresponden a un rango mucho más reducido en el caso de la maquinaria.

En el caso (b) ocurre en el sitio un ciclo de histéresis en el estado de esfuerzos, se tiene un nuevo proceso de consolidación. Si en el laboratorio se reproduce la histéresis de campo se podrá estudiar la variación de la rigidez del suelo con el tiempo.

#### 2.1.2.2 Solicitaciones en campo vs solicitaciones en laboratorio

La obtención de parámetros en laboratorio tendrá valor práctico en la medida que se reproduzcan las condiciones que el material tendrá en campo en el momento de interés y se simulen durante el ensaye las solicitaciones y condiciones de frontera a las que el suelo estará sujeto en el sitio.

Así, la vibración de una maquinaria tendrá en el suelo efectos distintos a los inducidos por una onda sísmica de tipo cortante.

En ambos casos se producen esfuerzos cortantes que varían cíclicamente, sin embargo, las deformaciones por cortante corresponden a un rango mucho más reducido en el caso de la maquinaria.



En ambas situaciones la determinación de parámetros de comportamiento dinámico requieren de vibración forzada pero diferentes frecuencias de excitación. En el caso de la maquinaria, la amplitud y frecuencia con que los esfuerzos se transmiten al suelo siguen una ley conocida, mientras que en el caso del sismo varían aleatoriamente. En el caso particular de suelos blandos las ondas sísmicas de cortante viajan con velocidades pequeñas con lo que la frecuencia de excitación es muy baja, llegando en algunos casos a asemejarse más a una vibración libre que a una vibración forzada.

Los aspectos citados deben tenerse siempre presentes al seleccionar el equipo de laboratorio y las condiciones de ensaye para el estudio del módulo de rigidez dinámica del suelo.

## 2.2 REVISION BIBLIOGRAFICA

La influencia del tiempo en el módulo de rigidez dinámica ha sido reportada por diversos investigadores (Refs.

1 a 12) utilizando muestras remoldeadas e "inalteradas" y manejando deformaciones por cortante en un amplio rango ( $1 \times 10^{-6} \leq \gamma \leq 1 \times 10^{-3}$ ).

Hardin y Richart (1963) utilizan una columna resonante para estudiar la influencia de la presión confinante efectiva y la oquedad en muestras de suelos granulares sometidas a deformaciones por cortante menores de  $10^{-5}$ . Establecen expresiones empíricas para la estimación del módulo de rigidez.

Hardin y Black (1968) ensayan en columna resonante muestras normalmente consolidadas preparadas con caolinita, sometiéndolas a deformaciones por cortante menores de  $10^{-4}$ .

Sus resultados muestran que el módulo de rigidez es prácticamente independiente del esfuerzo cortante octaédrico pero se incrementa al aumentar el esfuerzo normal octaédrico y disminuye al aumentar la relación de vacíos.

Hacen notar que a esfuerzo confinante constante el módulo de rigidez se incrementa durante la etapa de compre-

si3n secundaria, advirtiendo que esta variaci3n no es atribuible en su totalidad a un cambio en la relaci3n de vacíos. Este efecto sin embargo, es sensible a la perturbaci3n de la estructura, la cual puede ser alterada por un cambio en la presi3n efectiva.

Para estimar el m3dulo de rigidez en arcillas de baja actividad normalmente consolidadas recomiendan emplear la expresi3n, que para arenas angulosas, proponen Hardin y Richart (1963). Posteriormente (Hardin y Black, 1969), con base en pruebas de muestras inalteradas modifican dicha expresi3n para incluir el efecto de preconsolidaci3n; sealando adem3s, que la frecuencia y el n3mero de ciclos de carga influyen tambi3n en el m3dulo de rigidez.

Humprey y Wahls (1968) trabajan con muestras preparadas con caolinita y bentonita ensay3ndolas en columna resonante con amplitudes de vibraci3n en el rango  $1.5 \times 10^{-4}$  a  $6 \times 10^{-4}$  radianes. Encuentran que en ambos materiales el m3dulo de rigidez se incrementa al aumentar la presi3n confinante y al disminuir la relaci3n de vacíos. En ambos materiales influye la historia de esfuerzos, aunque los autores consideran implícito este factor en la relaci3n de vacíos. Adem3s, al aumentar la amplitud de la vibraci3n el m3dulo de rigidez disminuye.

Reportan que a presión confinante efectiva el módulo de rigidez se incrementa con el tiempo sin que ocurra cambio significativo en la relación de vacíos. El incremento es más notorio en materiales que exhiben compresión secundaria importante. Atribuyen parte de este efecto a un reacomodo estructural de las partículas del suelo.

Comprueban, finalmente, la aplicación de la expresión propuesta por Hardin y Black (1968) para predecir el módulo de rigidez en caolinita normalmente consolidada advirtiendo que no es aplicable a la bentonita.

Ensayos realizados por Afifi y Woods (1971) en muestras preparadas usando diferentes tamaños medios de partículas que incluían desde arena limpia a caolinita, revelaron que en todos los casos, a presión confinante constante el módulo de rigidez aumenta linealmente con el logaritmo del tiempo. Este incremento es más notorio a menor tamaño de partículas.

Observan también que a presión confinante constante, la vibración continua con deformaciones por cortante menores que  $0.25 \times 10^{-5}$  no influye en el módulo de rigidez ni en su variación con el tiempo. Sin embargo, en el caso de la arcilla, incrementos en la presión confinante pueden destruir parte de la rigidez acumulada con el tiempo. Este efecto es despreciable en arenas y limos.

Concluyen también que el módulo de rigidez puede ser predicho con las expresiones propuestas por Hardin y Black (1968,1969).

Los especímenes de caolinita fueron preparados con relaciones de vacíos menores que dos y estuvieron confinados por periodos de 36 a 800 días a temperatura constante de 22°C. Se ensayaron en columna resonante con distorsiones angulares en el rango  $0.1 \times 10^{-5}$  a  $2 \times 10^{-5}$ .

Hardin y Drnevich (1972a), ensayando muestras formadas con arena limpia y especímenes inalterados de suelos cohesivos encuentran que los principales factores que afectan al módulo de rigidez y a la relación de amortiguamiento son: la componente isotrópica del estado de esfuerzos, la relación de vacíos, la amplitud de la deformación, el grado de saturación (en suelos cohesivos) y el número de ciclos de carga. Como factores secundarios anotan: esfuerzo cortante octaédrico, resistencia al esfuerzo cortante, relación de preconsolidación y efectos tixotrópicos, estos dos últimos únicamente en suelos cohesivos.

Respecto al comportamiento tixotrópico reportan que en carga cíclica, el módulo de rigidez correspondiente a amplitudes menores de  $3 \times 10^{-4}$ , muestra una reducción después de aplicar amplitudes cercanas a  $10 \times 10^{-4}$ , lo inverso ocurre en la relación de amortiguamiento. Sin embargo,

con tiempo de reposo después de la perturbación, se observa un incremento en el módulo de rigidez y una disminución en la relación de amortiguamiento.

En su investigación utilizan una columna resonante y un aparato para aplicar corte simple cíclico mediante torsión, manejan deformaciones por cortante en el rango  $1 \times 10^{-6}$  a  $1.5 \times 10^{-4}$ .

En otro trabajo (1972b) proponen un procedimiento para calcular el módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento. en términos de la deformación por cortante, utilizando relaciones esfuerzo- distorsión de tipo hiperbólico. Para aplicar el método sólo se requiere conocer: el módulo de rigidez máximo (tomado como la pendiente de la tangente en el origen de la gráfica esfuerzo-deformación por cortante, o bien, el correspondiente a amplitudes de distorsión menores de  $0.25 \times 10^{-4}$ ), el esfuerzo cortante máximo admisible en el suelo y una distorsión de referencia obtenida con el cociente de los dos parámetros anteriores. El módulo de rigidez obtenido en esta forma dependerá del número de ciclos de carga y de la frecuencia de la excitación. Según los autores, el método es aplicable en suelos con relaciones de vacíos menores que dos, índice de plasticidad menor que cien; confinados a esfuerzos efectivos menores de  $7 \text{ kg/cm}^2$  y sometidos a deformaciones por cortante menores de  $1 \times 10^{-3}$ , con frecuencia de excitación en el

rango 0.5 a 260 ciclos por segundo y número de ciclos de carga menores que 50,000. No consideran la influencia del tiempo.

Marcuson y Wahls (1972) utilizan caolinita y bentonita. Comparan los módulos obtenidos en pruebas drenadas y a volumen constante, con amplitudes de vibración en el rango  $1 \times 10^{-4}$  a  $6 \times 10^{-4}$  rad y confinamientos volumétricos efectivos de 0.5 a 6 kg/cm<sup>2</sup>. Utilizan la técnica de la columna resonante.

En todos los casos el módulo dinámico de rigidez aumenta linealmente con el logaritmo del tiempo. La variación es más importante en la bentonita. El incremento observado en las determinaciones a volumen constante es aproximadamente la mitad del correspondiente a las obtenidas permitiendo el cambio volumétrico.

Proponene la siguiente expresión empírica para calcular el módulo de rigidez dinámica

$$\mu = A (1+B \log_{10} T_r) \left[ \frac{(C-e)^2}{1+e} \right] \sqrt{\sigma_c} \sqrt{OCR} \quad (2.1)$$

$\mu$  Módulo de rigidez dinámica

A,B,C Constantes que dependen de la plasticidad del sue

lo

- $T_r$  Relación entre el tiempo al que interesa  $\mu$  y el correspondiente al término de la compresión primaria al aplicar  $\sigma_c$
- $\sigma_c$  Esfuerzo confinante efectivo
- $e$  Relación de vacíos
- OCR Relación de preconsolidación

En la ecuación anterior el factor  $(1+B \log_{10} T_r)$  representa el incremento en el módulo de rigidez que no es atribuible a cambios en la oquedad.

No considerarn la influencia de la distorsión angular, de aquí que aún admitiendo la aplicabilidad de la ec. 2.1 en materiales "inalterados", deberían obtenerse las constantes A, B, C en el rango de distorsiones de interés.

Anderson y Stokoe (1978) confirman el aumento de rigidez con la duración del confinamiento a deformaciones por cortante en el rango  $1 \times 10^{-5}$  a  $1 \times 10^{-3}$ . En la etapa de compresión secundaria el incremento es proporcional al logaritmo del tiempo.

Definen el parámetro,  $I_\gamma$ , como el incremento en el módulo de rigidez por ciclo logarítmico en la escala del tiempo.

$I_\gamma$  resulta aumentar con el confinamiento y depender de la historia de esfuerzos. La relación entre  $I_\gamma$  y el valor del módulo determinado a 1000 minutos de confina-



miento constante con drenaje abierto, disminuye a medida que se incrementa la resistencia al corte sin drenaje, se incrementa con la relación de vacíos, aumenta con la disminución del diámetro medio de las partículas y depende también de la historia de esfuerzos. Suelos granulares limpios exhiben el mismo efecto aunque es menos notorio.

En su trabajo sugieren procedimientos de ajuste de datos obtenidos en laboratorio para estimar el módulo de rigidez que se podría esperar en campo.

Para deformaciones por cortante menores a  $1 \times 10^{-5}$  el máximo valor del módulo de rigidez correspondiente al sitio  $(\mu_o)_{\text{campo}}$  lo calculan considerando el máximo valor obtenido en laboratorio  $(\mu_o)_{\text{lab}}$  y la edad del depósito:

$$(\mu_o)_{\text{campo}} = (\mu_o)_{\text{lab}} + F_A * I_\gamma \quad (2.2)$$

Donde

$$F_A = \log_{10} \left( \frac{t_c}{t_p} \right) = \text{factor de edad del depósito}$$

con

$t_c$  = Tiempo transcurrido desde el comienzo del más reciente cambio significativo en la historia de esfuerzos del sitio.

$t_p$  = Tiempo relacionado con el término de la compresión primaria en el sitio como resultado del cambio de esfuerzos.

$I_\gamma$  = Incremento en el módulo de rigidez en un ciclo logarítmico de la escala del tiempo

Para distorsiones en el rango  $1 \times 10^{-5}$  a  $1 \times 10^{-3}$  sugieren calcular el módulo incrementando aritméticamente la diferencia entre el valor máximo correspondiente al campo  $(\mu_o)_{\text{campo}}$  y el máximo obtenido en ensayos, así:

$$\mu_{\text{campo}} = \mu_{\text{lab}} + A_r \quad (2.3)$$

con

$$A_r = (\mu_o)_{\text{campo}} - (\mu_o)_{\text{lab}}$$

Anderson y Woods (1975) comparan velocidades de ondas de cortante en campo y laboratorio. En campo utilizando la técnica de Cross - Hole (generando la onda con una marro) y en laboratorio calculando la velocidad con el módulo de rigidez obtenido con columna resonante en muestras inalteradas confinadas al esfuerzo efectivo natural. Encuentran que la velocidad calculada con datos de laboratorio a 1,000 minutos de confinamiento es menor que la observada en campo. Esta diferencia es despreciable en suelos no cohesivos y mayor en suelos cohesivos. Al extrapolar los datos para tiempos de laboratorio equivalentes al tiempo transcurrido en el campo desde el cambio mas significativo en el estado de esfuerzos (20 años en el caso reportado) encuentran que la diferencia se encuentra dentro del  $\pm 10\%$  de error. Recomiendan calcular la velocidad en campo a partir de la obtenida en laboratorio con cuatro o seis ciclos logarítmicos mas allá de los 1,000 minutos (esto hace  $10^7$  a  $10^{10}$  minutos) para representar un período de 20 a 250 años. Recomiendan que la longitud de la extrapolación aumente con la profundidad de la muestra. Admiten posibilidad del error en la presión confinante por la incertidumbre en el coeficiente  $K_0$  así como por la inevitable alteración del suelo durante el muestreo y preparación de especímenes. El confinamiento del sitio lo calcularon con:

$$\sigma_{\infty} = \left( \frac{1 + K_0}{3} \right) \sigma_0$$

Anderson y Woods (1976) utilizan columna resonante para en-

sayar muestras inalteradas con relaciones de vacíos menores que dos y límite líquido menor que cien. Con excepción de un ensaye los demás fueron realizados con amplitudes de deformación por cortante menores que  $1 \times 10^{-5}$ . En todos los casos encuentran que durante la compresión secundaria el módulo de rigidez aumenta linealmente con el logaritmo del tiempo. El incremento del módulo en un ciclo de la escala logarítmica ( $I_Y$ ) aumenta con la presión confinante, aunque esta influencia se reduce al normalizar  $I_Y$  con el módulo obtenido a 1,000 minutos de confinamiento. Por ciclo de escala logarítmica del tiempo observan que la velocidad de ondas de corte se incrementan en 0.5 a 25% respecto a la obtenida a 1,000 minutos de confinamiento. En la muestra sometida a distorsiones en el rango  $8 \times 10^{-5}$  a  $1 \times 10^{-3}$  también existe incremento del módulo con el tiempo aunque el valor de  $I_Y$  se mantiene constante. El fenómeno es atribuido a un reacomodo en la estructura del suelo por efectos tixotrópicos. La magnitud del incremento aumenta con la relación de vacíos y disminuye con la resistencia al corte sin drenaje. Proponen obtener el valor de  $I_Y$  solamente a pequeñas deformaciones y el módulo de rigidez para un rango mayor. Al suponer  $I_Y$  constante se prevee calcular el módulo para cualquier deformación y cualquier tiempo. Finalmente proponen una expresión empírica para obtener el incremento normalizado de la velocidad de la onda de cortante ( $v_s$ )

$$\frac{\Delta v_s}{v_s} = \exp (1.7 - 0.25 S_u + 0.37 e_o) \quad (2.4)$$

1,000 min

En la cual

$S_u$  resistencia al corte sin drenaje en  $\text{kg/cm}^2$

$e_0$  relación de vacíos inicial

Kokusho, Yoshida y Esashi (1982) emplean muestras de arcilla aluvial blanda. Utilizan un equipo triaxial que aplica carga axial con una frecuencia de 0.5 hertz. Las deformaciones por cortante manejadas están en el rango  $10^{-5}$  a  $10^{-2}$ .

Su investigación revela que el módulo de rigidez se incrementa con el tiempo de confinamiento. Para distorsiones menores que  $10^{-4}$  el incremento depende principalmente del índice de plasticidad.

Encuentran también que la presión confinante no afecta sensiblemente a la relación  $\mu / \mu_0$  vs  $\log \gamma$  (donde  $\mu$  es el módulo correspondiente a la deformación  $\gamma$  y  $\mu_0$  el valor correspondiente a  $\gamma \leq 1 \times 10^{-5}$ ); sin embargo, para una misma deformación la relación  $\mu / \mu_0$ , en suelos normalmente consolidados, aumenta al incrementarse el índice de plasticidad. La historia de cargas y la duración del confinamiento tienen una influencia insignificante en la relación  $\mu / \mu_0$  vs  $\log \gamma$ . Según los autores, lo anterior implica que la gráfica  $\mu / \mu_0$  vs  $\log \gamma$  puede construirse combinando datos obtenidos en campo mediante técnicas de exploración sísmica con resultados de laboratorio a fin de estimar el módulo de rigidez en el sitio.

## COMENTARIOS

De los reportes aquí presentados resaltan los siguientes aspectos:

### a) Materiales utilizados

La mayoría de los trabajos relacionados con el tema fueron realizados con probetas preparadas en laboratorio empleando materiales típicos de arena ó arcilla con propiedades físicas y químicas uniformes.

Los materiales inalterados estudiados presentan en general, relaciones de vacíos menores que tres e índices de plasticidad menores que 100. Sólo en contados casos se revelan los procesos previos al ensaye por lo que no es posible conocer, al menos cualitativamente, el grado de alteración que el material pudo tener al momento de la prueba.

### b) Condiciones de ensaye

En todos los casos se aplicó vibración forzada manteniendo constante la amplitud de la vibración. En el inciso 2.1.2 de este trabajo se ha discutido sobre la aplicabilidad de los parámetros y las condiciones de vibración, por lo que es cuestionable la comparación hecha entre parámetros obtenidos en laboratorio con los reportados por pruebas de campo si este hecho no fue considerado como es el caso de Anderson y Woods (1976)

Algunas de las investigaciones se efectuaron en espécime nes cilíndricos huecos, con 13 cm de diámetro exterior y 10 cm de diámetro interior, con el propósito de uniformizar la distribución de esfuerzos cortantes. El uso de especímenes huecos plantea dos inconvenientes:

- . Aumenta el volumen de material remoldeado respecto al inalterado por lo que los resultados distan de ser re presentativos de las condiciones del sitio, más aún si el material presenta una gran sensibilidad.
- . Las presiones dentro y fuera del cilindro deben ser idénticas para que la distribución de esfuerzos sea análoga a la de un cilindro sólido.

En las muestras confinadas al esfuerzo volumétrico del sitio el valor del coeficiente de empuje de tierras fue estimado utilizando correlaciones empíricas, esto aumen ta la incertidumbre en la extrapolación al campo de datos de laboratorio.

En los contados casos en que se han aplicado distorsiones angulares mayores que  $1 \times 10^{-4}$  no se reportan las relaciones entre el módulo de rigidez y la distorsión angular para diferentes tiempos por lo que no se puede afirmar que la rapidez con que el módulo aumenta ( $I_Y$ ) sea independiente de la distorsión.

c) Ecuaciones empíricas

La mayoría de las relaciones (refs. 5, 7, 8, 11) se

establecieron con información de probetas formadas en la laboratorio y aunque se han comparado con información de muestras inalteradas, en algunos casos favorablemente, sólo son válidas para deformaciones angulares menores que  $1 \times 10^{-4}$ , índices de plasticidad menor que 100 y relaciones de vacíos menores que tres.

La misma limitación presentan las obtenidas con muestras inalteradas (ref 3).

Por otra parte, el normalizar los datos con la información obtenida a 1,000 minutos de confinamiento no tiene ningún significado. Tiene mayor utilidad normalizar respecto al tiempo en que prácticamente termina la compresión primaria.

d) Comparación de parámetros de laboratorio y campo

Para que cualquier comparación tenga sentido deben existir en la sollicitación y en la muestra representatividad de las condiciones del sitio. El primer aspecto fue tratado en el inciso b. Respecto a reproducir las condiciones del sitio, las principales dificultades estriban en la evaluación del confinamiento (incertidumbre en  $K_0$ ) y en la inevitable perturbación por manipulación.

El incluir el efecto del tiempo plantea una pregunta actualmente sin respuesta: ¿Cómo hacer la extrapolación?. Mientras que algunos autores recomiendan tomar como referencia al tiempo transcurrido desde el mas reciente cam-



bio significativo en el estado de esfuerzos (ref. 2.4)  
Otros proponene un incremento auténtico de la diferencia  
entre valores de campo y laboratorio (Ref. 2).

La principal limitación del primer método estriba en  
la dificultad de valorar la fecha cuando ocurrió el  
cambio de esfuerzos. El segundo procedimiento, si se  
extrapola a cualquier deformación, presupone que la  
forma de las curvas  $\mu - \gamma$  no cambie con el tiempo.

e) Mecanismos propuestos para interpetar el fenómeno

Actualmente se proponen dos mecanismos para explicar  
el incremento de rigidez durante la compresión secun-  
daria en suelos arcillosos:

I) Incremento en el esfuerzo intergranular al dismi-  
nuir la relación de vacíos (refs. 3, 4).

II) Efectos tixotrópicos (refs. 4, 8, 11)

El primero está relacionado con lo que se expone en  
el inciso 2.1.1 de este capítulo, aunque cabe desta-  
car que durante el proceso de solidificación a largo  
plazo el cambio en la relación de vacíos puede ser  
apenas notorio.

Según el mecanismo II, al término de la compresión  
primaria el suelo se encuentra aún en un estado de

desequilibrio interno de energía por lo que los granos de arcilla se orientan hasta alcanzar posiciones en las cuales el balance se restablezca, incrementándose simultáneamente la rigidez del suelo.

Por tixotropía se entiende un proceso reversible, isotérmico y dependiente del tiempo, mediante el cual un material compuesto por coloides incrementa su rigidez estando en reposo y se reblandece con remoldeo mientras su contenido de agua permanece constante. El fenómeno, relacionado con la naturaleza físico-química de las fuerzas de interacción entre granos, es debido al restablecimiento del balance de energía interna de la microestructura del suelo, iniciándose tan pronto cesa la aplicación externa de energía distorsionante (Mitchell, 1960).

Los mecanismos anteriores podrían ser válidos para los suelos y para las condiciones de ensaye que se han citado en la literatura, sin embargo, hasta la fecha no se ha reportado el comportamiento de los suelos arcillosos de la zona lacustre de la Cd. de México, cuyas características especiales (relaciones de vacíos mayores que 5, contenidos naturales de agua mayores que 200%, límite líquido mayor que 200, alta sensibilidad de la estructura) los hacen notablemente diferentes a los demás por lo que el estudio de su comportamiento adquiere mayor interés.

## CAPITULO 3. EQUIPO: PENDULO DE TORSION LIBRE

### 3.1 DESCRIPCION

El equipo a emplear es en esencia el descrito por Zeevaert (1982).

Consiste en una cámara triaxial en la cual la probeta de suelo queda fija mediante navajas dispuestas radialmente, en una base y en un cabezal, este último conectado al vástago de la cámara. Mediante un brazo unido perpendicularmente al vástago se aplica una fuerza torsionante ( $F$ ) que produce un esfuerzo cortante en el espécimen. Al retirar instantáneamente la fuerza se genera una vibración libre. Ver fig 3.1.

Para amplificar la deformación se agrega una extensión al brazo oscilador (fig 3.4). Una plumilla colocada en la extensión registra la vibración en una tira de papel que corre con una

cierta velocidad en una mesa. En la misma tira se imprimen marcas del tiempo con una plumilla y un reloj marcador.

El peso del brazo y de las masas en él colocados son balanceadas con un contrapeso controlándose así el esfuerzo desviador en la muestra.

Dos tornillos colocados en una plaza auxiliar evitan desplazamientos accidentales del brazo que pudiesen dañar la probeta.

El instrumento completo se muestra en las figuras 3.2 y 3.3.

Registros típicos obtenidos en suelos se presentan en la fig. 3.5. De ellos es posible obtener la amplitud de la vibración ( $\theta_g$ ), el período amortiguado ( $T_{sd}$ ) y el decremento logarítmico ( $\Delta$ ) de la vibración del conjunto aparato-suelo.

### 3.2 TEORIA DEL PENDULO

El modelo reológico propuesto para idealizar al suelo, así como el desarrollo de las expresiones que relacionan al módulo de rigidez dinámica con la respuesta del material en vibración torsional libre se encuentran en la ref. 20 y se resumen a continuación.

#### 3.2.1 Módulo de Rigidez Dinámica

$$\mu = \frac{128 \pi J_s \left(\frac{h}{D^4}\right)}{(1 - \xi_s^2) T_{sd}^2 - (1 - \xi_a^2) T_{ad}^2 \frac{J_s}{J_a}} \quad (3.1)$$

con:

$\mu$  Módulo de rigidez dinámica del suelo

$J_s$  Momento polar de inercia de las masas del sistema instrumento-suelo

$J_a$  Momento polar de inercia de las masas del instrumento

$T_{sd}$  Periodo de vibración amortiguada del conjunto instrumento-suelo

$\xi_s$  Relación de amortiguamiento respecto al crítico del conjunto aparato-suelo.

$T_{ad}$ ,  $\xi_{ad}$  Son constantes del aparato obtenidas por calibración

$h$ ,  $D$  Altura y diámetro respectivamente, de la probeta del suelo.

$T_{sd}$  y  $\xi_s$  se obtienen del registro de vibración en la forma indicada en el inciso 3.2.3

### 3.2.2 Distorsión Angular

La distorsión angular máxima ( $\gamma$ ) es:

$$\gamma = \frac{D}{2h} \cdot \theta_p$$

$\theta_s$  ?

donde  $\theta_p$  es el desplazamiento angular en la cabeza de la probeta. La proyección de  $\theta_p$  en la mesa de registro es  $\delta_p$ , según la figura (3.4)

$\delta_s$  ?

$$\gamma = \frac{D}{2h\ell} \cdot \delta_p \quad (3.2)$$

siendo  $\ell$  la distancia entre la plumilla y el eje del espécimen.

### 3.2.3 Interpretación de Registros

En un registro de vibración torsional como el de la fig. 3.5 el eje de las ordenadas representa el desplazamiento angular del sistema ( $\theta_s$ ) en tanto que el eje de las abscisas representa el tiempo ( $t$ ). Es entonces necesario transformar desplazamientos en la mesa de registro ( $\delta$ ) por desplazamientos angulares ( $\theta$ ), y en el eje de las abscisas, distancias ( $d$ ) por tiempos ( $t$ ).

Según la figura 3.4:

$$\tan \theta = \theta = \frac{\delta}{\ell} \quad \text{así } \theta = \frac{\delta}{\ell}$$

El tiempo transcurrido está dado por la escala de registro de tiempo (fig. 3.5) donde  $S'$  (milímetros) =  $t_{ap}$  (segundos).

La velocidad promedio del papel en el tramo  $L_p$  será

$$v_p = \frac{\frac{L_p}{N_p}}{t_{ap}}$$

. El período amortiguado promedio de la vibración será entonces (fig. 3.5).

$$T_{sd} = \frac{\text{Distancia promedio recorrida por ciclo de vibración}}{\text{velocidad del papel}}$$

$$T_{sd} = \frac{L_m}{N_m} \frac{N_p}{L_p} t_{ap} \quad (3.3)$$

El decremento logarítmico promedio entre las deflexiones  $\delta_1$  y  $\delta_n$  es:

$$\Delta = \frac{1}{n-1} \left( L_n \frac{\delta_1}{\delta_2} + L_n \frac{\delta_2}{\delta_3} + \dots + L_n \frac{\delta_{n-1}}{\delta_n} \right)$$

$$\Delta = \frac{1}{n-1} L_n \frac{\delta_1}{\delta_n} \quad (3.4)$$

y la fracción del amortiguamiento respecto al crítico

$$\xi_s^2 = \frac{\Delta^2}{(2\pi)^2 + \Delta^2} \quad (3.5)$$

### 3.3 CONSTANTES DE CALIBRACION DEL INSTRUMENTO

Según la expresión 3.1 el módulo de rigidez dinámica obtenido en el péndulo depende del período amortiguado del aparato ( $T_{ad}$ ), el cual a su vez puede modificarse variando las masas colocadas en el brazo. Para cada número de masas interesa conocer entonces:

- . El periodo amortiguado  $T_{ad}$
- . La relación de amortiguamiento respecto al crítico  $\xi_a$
- . La relación entre la fuerza torsionante (F) aplicada en el brazo oscilador y el desplazamiento máximo correspondiente en la mesa de registro ( $\delta_a$ )  $k_a = \frac{F}{\delta_a}$

Las constantes utilizadas en este trabajo se muestran en la Tabla 3.1

### 3.4 PROGRAMACION DE LAS PRUEBAS DE TORSION

#### 3.4.1 Esfuerzo Cortante Máximo Aplicable al Espécimen ( $\tau_{max}$ )

Se debe garantizar que las deformaciones plásticas producidas durante la torsión sean despreciables. Lo anterior puede lograrse si

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} S = \frac{1}{4} q_u \quad (3.6)$$

donde S es la resistencia al corte del suelo y  $q_u$  la resistencia en compresión no confinada

#### 3.4.2 Fuerza máxima (F) a Aplicar en el Brazo

De la Teoría de la elasticidad y con referencia a la fig. 3.4:



$$F \cdot \lambda = \left( \frac{2 I_p}{D} \right) \cdot \tau_{\max} \quad (3.7)$$

con  $I_p$  momento polar de inercia de la sección de la probeta.

### 3.4.3 Desplazamientos Máximos en la Mesa de Registro

El desplazamiento registrado ( $\delta_g$ ) es la suma de los correspondientes al instrumento ( $\delta_a$ ) y a la probeta de suelo ( $\delta_p$ ).

a) Desplazamientos producidos por deformación del equipo.

\* En términos de la constante de resorte del aparato

$$\delta_a = \frac{1}{k_a} \cdot F \quad (3.8)$$

\* En términos del esfuerzo cortante máximo

$$(\delta_a)_{\max} = \frac{1}{k_a} \left( \frac{2 I_p}{\lambda D} \right) \tau_{\max} = \frac{1}{k_a} \left( \frac{I_p}{2 \lambda D} \right) q_u \quad (3.9)$$

\* En términos de la distorsión angular de la probeta

$$(\delta_a)_{\max} = \frac{1}{k_a} \left( \frac{2 I_p}{D} \right) \gamma \cdot \mu \quad (3.10)$$

b) Desplazamientos producidos por deformación del espécimen.

de la ec. 3.2  $\delta_p = \gamma \cdot \left( \frac{2h\ell}{D} \right) \quad (3.11)$

o bien  $\delta_p = \frac{\tau}{\mu} \left( \frac{2h\ell}{D} \right) = \frac{q_u}{2\mu} \left( \frac{h\ell}{D} \right) \quad (3.12)$

#### **CAPITULO 4. MATERIALES UTILIZADOS**

De acuerdo con lo expuesto en el capítulo 1, se utilizaron muestras inalteradas de suelos procedentes de los depósitos lacustres de la Cd. de México.

Todas las muestras fueron de tipo inalterado, obtenidas con tubos muestreador de pared delgada tipo Shelby.

La extrusión de las muestras se hizo previa ruptura de la adherencia entre suelo y pared de tubo con hilo metálico de 0.23 mm de diámetro.

Se labraron probetas de aproximadamente 7 cm de diámetro por 17 a 19 cm de altura.

Resultados de los ensayos de identificación y evaluación de propiedades índice se presentan en la tabla No. 4.1.

Las muestras fueron amablemente cedidas por el Dr. Leonardo Zeevaert y por la empresa Geotec, S. A.

De las muestras utilizadas, no hay dos que correspondan al mismo sitio.

## CAPITULO 5. ASPECTOS GENERALES DE LOS ENSAYES

Cada probeta se ensayó en el Péndulo de Torsión confinada con un esfuerzo volumétrico efectivo equivalente al de campo. Una vez que el efecto de compresión secundaria se hacía evidente se inició la aplicación de torsión para obtener el módulo de rigidez permitiendo en todo momento el drenaje del espécimen.

Las aplicaciones se hicieron en diferentes tiempos sin modificar el estado de esfuerzos confinantes.

Cada prueba se dió por concluida una vez que se tenía suficiente información que permitiese establecer una tendencia clara en la relación módulo de rigidez vs tiempo de confinamiento.

Una vez terminado el ensaye la probeta fue desmontada y ensayada en compresión no confinada.

## 5.1 PROGRAMACION DE LAS PRUEBAS

El confinamiento volumétrico efectivo equivalente al del sitio ( $\sigma_{co}$ ) puede calcularse conociendo el esfuerzo vertical efectivo que la muestra tiene en el campo ( $\sigma_o$ ) y el coeficiente de tierra en reposo ( $K_o$ ):

$$\sigma_{co} = \frac{\sigma_o + 2\sigma_{ho}}{3} = \frac{1 + 2K_o}{3} \sigma_o$$

siendo  $\sigma_{ho}$  el esfuerzo horizontal efectivo

Los esfuerzos volumétricos calculados para cada espécimen se presentan en la tabla 5.1. El desplazamiento máximo en la mesa de registro se calculó con las expresiones 3.10 y 3.12 estimando en cada caso el módulo de rigidez dinámica.

## 5.2 LABRADO Y MONTAJE DE ESPECIMENES

El labrado de los especímenes se hizo dentro del cuarto húmedo con ayuda de torno y de alambre metálico de 0.20 mm de diámetro. El aspecto de la muestra al término de esta fase se muestra en la figura 5.1.

Se revisó en cada espécimen que existiera un perfecto paralelismo entre base y cabeza de muestra así como que estas estuvieran perfectamente normales al eje de la probeta. Este as-

pecto es de gran importancia en los ensayos de torsión a fin de garantizar que el vástago de transmisión de la torsión no friccionen con el buje de la tapa de la cámara y que el momento torsionante sea efectivamente alrededor del eje longitudinal de la muestra.

Base y cabezal presentan un diámetro libre ligeramente mayor al de la probeta con el propósito de alojar el volumen de suelo desplazado por las navajas que aquellos presentan. El contacto con las caras inferior y superior de la muestra se hizo mediante papel filtro a fin de minimizar las pérdidas de sólidos durante el drenaje.

El montaje del espécimen es la etapa más crítica ya que debe garantizarse que a su término:

- a) La probeta no presente deformaciones plásticas importantes, menos aún, ocurra una falla por compresión debido a las presiones ejercidas durante el montaje.
- b) El eje longitudinal del espécimen coincida perfectamente con el vástago que transmite la torsión.
- c) La muestra conserve su contenido natural de agua.

Para la instalación de base y cabezal el esfuerzo aplicado no deberá exceder el 25% de la resistencia del suelo. Para ase-

gurar esta condición y certificar además la verticalidad de la muestra se utilizaron una máquina de compresión y un dispositivo como el mostrado en la fig. 5.2. Durante el montaje la probeta se protege con plástico adherible y una franela húmeda.

Al término del montaje se procede a desenrollar la membrana de látex previamente dispuesta en el pedestal, sujetándola mediante arosellos.

El conjunto se transporta al asiento del Péndulo de Torsión donde se colocan la camisa de lucita y la tapa de la cámara. Comprobada la alineación del conjunto la base de la cámara se fija al asiento del PTL y el vástago es asegurado con el broquero (Fig. 5.3 y 5.4).

Una vez que el fluido confinante ocupa la cámara se instala finalmente un extensómetro en el brazo del aparato.

### 5.3 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Con el sistema de drenaje abierto se aplica el esfuerzo confinante programado registrando la evolución de la altura del espécimen respecto al tiempo.

Definido el efecto secundario de la compresión se inician las pruebas de torsión trabajando siempre con el drenaje abierto.

Para obtener un registro de vibración se desplaza el extremo del brazo del aparato (punto A en la figura 3.4) permitiéndose a continuación que el sistema suelo-aparato vibre libremente.

Terminada la vibración, un nuevo desplazamiento mayor que el anterior produce otro tren de ondas. El proceso se repite hasta alcanzar el máximo desplazamiento previsto.

De los registros de vibración o "corridas" se obtiene, para cada tren de ondas (fig. 3.5):

- . Número de ciclos de vibración  $N_m$
- . Longitud ocupada por los  $N_m$  ciclos de la vibración  $L_m$
- . Número de pulsos del marcador de tiempo  $N_p$
- . Longitud ocupada por los  $N_p$  pulsos  $L_p$
- . Desplazamiento máximo en la mesa de registro tal que los ciclos subsecuentes proporcionen respuesta elástica en la probeta.  $\delta_{s_1} = Y_1$
- . Desplazamiento n-ésimo en la mesa  $\delta_{s_n} = Y_n$
- . Número de desplazamientos comprendidos entre  $\delta_{s_1}$  y  $\delta_{s_2}$   $n-1$



Con los datos anteriores se calculan:

- . Periodo amortiguado de vibración del sistema aparato suelo (ec. 3.3)  $T_{sd}$
- . Relación de amortiguamiento respecto al crítico del sistema (ec. 3.5)  $\xi_s$

La distorsión angular máxima y el correspondiente módulo de rigidez dinámica se obtienen con las expresiones 3.2 y 3.1 respectivamente.

Terminado el ensaye se determinó en las mismas probetas: resistencia a compresión simple, contenido de agua y grado de saturación.

## CAPITULO 6. ANALISIS DE RESULTADOS

La información obtenida de los registros de PTL, el cálculo de la distorsión angular y del módulo de rigidez dinámica correspondiente, así como la representación gráfica de los mismos, se encuentra en el Anexo 1 (Figs. A1.1 a A1.46). En ningún caso se observaron deformaciones permanentes por aplicación de esfuerzo cortante.

Una visión de conjunto de los resultados de cada probeta aparece en las figuras 6.2 a 6.7.

En el Anexo 2 se muestra la evolución de la deformación unitaria axial de las muestras durante el confinamiento.

El Anexo 3 contiene los resultados de los ensayos realizados al término de las pruebas de torsión.

Una disminución en la presión confinante ocurrió durante el ensaye T-13. La presión original fue restablecida continuando con el experimento. La perturbación causada se analizará en el inciso 6.4.

## 6.1 COMPRESION AXIAL VS TIEMPO DE CONFINAMIENTO

6.1.1 Las gráficas del Anexo 2 se utilizaron para obtener la altura del espécimen al momento de calcular el módulo de rigidez. El diámetro de la muestra se supuso invariante durante el ensaye. Mediciones realizadas al término del mismo indican que el error cometido no es de importancia.

6.1.2 Se observa la existencia de compresión secundaria en las muestras analizadas, siendo más notorio el efecto en el ensaye  $T_c-9$  (Fig. A2.3). No se obtuvo ningún parámetro para definir este fenómeno.

## 6.2 MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA Y DISTORSION ANGULAR

6.2.1 Debido a las características del instrumento empleado y de las muestras analizadas, las distorsiones angulares ( $\gamma$ ) a las que estas se sometieron se encuentran dentro de los siguientes intervalos aproximados:

$\gamma \in (0.075 \times 10^{-2} \text{ a } 1.5 \times 10^{-2})$  para las arcillas limosas con consistencia natural blanda a media.

$\gamma \in (0.02 \times 10^{-2} \text{ a } 0.2 \times 10^{-2})$  para el limo arcilloso rígido

6.2.2 La ecuación que mejor correlacionó los datos obtenidos se basa en la propuesta por Zeevaert (1983):

$$\mu = \mu_0 - (\mu_0 - \mu_u) \operatorname{sen}^{1/3} \left( \frac{\gamma}{\gamma_u} \cdot 90^\circ \right) \quad (6.1)$$

donde:

$\gamma$  = distorsión angular

$\mu$  = Es el módulo de rigidez dinámica asociado a  $\gamma$

$\mu_0$  = Valor virtual del módulo para  $\gamma = 0$

$\gamma_u$  = Deformación angular en el límite de respuesta elástica del material

$\mu_u$  = Módulo correspondiente a  $\gamma_u$

La expresión se muestra en sus formas natural y lineal en las figs. 6.1.1 y 6.1.2.

Adviértase en ella que el término  $\mu_0$  carece de significado físico y que la ecuación sólo tiene validez dentro del intervalo de valores empleados en el ajuste:

$$\gamma_{\min} \leq \gamma \leq \gamma_u \qquad \mu_{\max} \geq \mu \geq \mu_u$$

donde:

$\gamma_{\min}$  es el mas pequeño valor de la distorsión que aplicado a una muestra, es posible registrar confiablemente en el PTL

$\mu_{\max}$  Es el módulo de rigidez dinámica asociado a  $\gamma_{\min}$

por tanto, la ecuación 6.1 se usará en la forma:

$$\mu = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_u) \left[ \frac{\sin^{1/3} \left( \frac{\gamma}{\gamma_u} \cdot 90^\circ \right) - \sin^{1/3} \left( \frac{\gamma_{\min}}{\gamma_u} \cdot 90^\circ \right)}{1 - \sin^{1/3} \left( \frac{\gamma_{\min}}{\gamma_u} \cdot 90^\circ \right)} \right] \quad (6.2)$$

En la que todos los parámetros tienen significado físico. La transformación de la ecuación 6.1 se ilustra en la Fig. 6.1.3

Con el propósito de establecer una referencia de comparación se adopto  $\gamma_{\min} = 0.1 \times 10^{-2}$  para las muestras de arcilla y  $\gamma_{\min} = 0.02 \times 10^{-2}$  para el limo, no obstante haberse registrado valores menores. En ambos casos  $\gamma_{\min}/\gamma_u \approx 0.1$

Los parámetros y ecuaciones (en su forma compacta), obtenidos por regresión lineal en cada ensaye, se muestran en las figuras del Anexo 1.

### 6.3 MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA Y DURACION DEL CONFINAMIENTO

6.3.1 La comparación de las relaciones  $\mu - \gamma$  para diferentes tiempos de confinamiento ( $t$ ) se encuentran en las figuras 6.2 a 6.7; en ellas se indican las curvas empíricas asociadas a los tiempos límite de cada experimento: al término de la compresión primaria ( $t/t_{cp} = 1$ ) y última determinación ( $t/t_{cp} = 31, 29, 21, 21, 20$  y  $21$  respectivamente).

Se observa que el tiempo ha influido en el incremento de la rigidez, siendo importante el efecto en distorsiones pequeñas pero menor para distorsiones próximas al límite de respuesta elástica ( $\gamma \approx \gamma_u$ )

6.3.2 Módulos de rigidez y distorsiones, normalizadas con  $\mu_{max}$  (módulo asociado a  $\gamma_{min}$ ) y  $\gamma_u$  respectivamente, se encuentran en las figuras 6.8 a 6.13, en ellas, el subíndice cp se refiere a los valores obtenidos en el primer cómputo (al término de la compresión primaria)

En todos los casos los datos se ajustan a la ecuación 6.2 expresada ahora en la forma:

$$\left(\frac{\mu}{\mu_{max}}\right)_t = 1 - \left[ 1 - \left(\frac{\mu_u}{\mu_{max}}\right)_t \right] \cdot F\left(\frac{\gamma}{\gamma_u}\right) \quad (6.3)$$

donde:

el subíndice  $t$  representa la duración del confinamiento.

y

$$F \left( \frac{\gamma}{\gamma_u} \right) = \frac{\text{Sen}^{1/3} \left( \frac{\gamma}{\gamma_u} \cdot 90^\circ \right) - \text{Sen}^{1/3} \left( \frac{\gamma_{\min}}{\gamma_u} \cdot 90^\circ \right)}{1 - \text{Sen}^{1/3} \left( \frac{\gamma_{\min}}{\gamma_u} \cdot 90^\circ \right)} \quad (6.4)$$

Función que se puede valorar fácilmente con auxilio de la Fig. 6.30.

En las graficas citadas se aprecia claramente que el módulo de rigidez decrece al aumentar la relación  $\gamma/\gamma_u$  y que la forma de las curvas es independiente del tiempo si la relación  $\mu_u/\mu_{\max}$  lo es a su vez (ensayos  $T_c-8$  y  $T_c-9$ ). La importancia de este último aspecto radica en que, para construir la gráfica  $\mu-\gamma$  en el tiempo de interés, sólo exigirá conocer dos parámetros  $(\mu_{\max})_t$  y  $\mu_u/\mu_{\max}$

6.3.3 La evolución de  $\mu_{\max}$  y de  $\mu_u$  con la duración del confinamiento se muestra en las figuras 6.14 y 6.19, en las que el subíndice  $cp$  está asociado a la primera de terminación (al término de la compresión primaria).

Los datos se pueden representar por una ley de la forma:

$$(\mu)_t = (\mu)_{cp} + I_\gamma \log_{10} \left( \frac{t}{t_{cp}} \right) \quad (6.5)$$

donde:

$I_{\gamma}$  Es la pendiente de la gráfica  $\mu - \log t$  correspondiente a la distorsión  $\gamma$

$(\mu)_t$  Es el módulo de rigidez asociado a la distorsión  $\gamma$  en el tiempo  $t$

Los valores calculados para  $I_{\gamma}$  indican que este disminuye con la distorsión angular.

La expresión 6.5 normalizada respecto a  $(\mu)_{cp}$  es:

$$\frac{(\mu)_t}{(\mu)_{cp}} = 1 + \frac{I_{\gamma}}{(\mu)_{cp}} \log_{10} \left( \frac{t}{t_{cp}} \right) \quad (6.6)$$

ó mejor:

$$\frac{(\mu)_t}{(\mu)_{cp}} = 1 + N_{\gamma} \log_{10} \left( \frac{t}{t_{cp}} \right) \quad (6.7)$$

con

$$N_{\gamma} = \frac{I_{\gamma}}{(\mu)_{cp}} \quad (6.8)$$

donde  $N_{\gamma}$  es un factor adimensional de la función  $\log \left( \frac{t}{t_{cp}} \right)$  que indica, para la distorsión  $\gamma$ , el incremento relativo del módulo de rigidez durante la compresión secundaria.

Las figuras 6.20 a 6.22 presentan los valores de  $N_{\gamma}$  correspondientes a los módulos  $\mu_{max}$  y  $\mu_u$  (asociados a  $\gamma_{min}$  y  $\gamma_u$  respectivamente).



Obsérvese que un lapso 10 veces mayor al requerido para completar la compresión primaria, la magnitud del incremento de rigidez disminuye al aumentar la distorsión angular. En el limo arcilloso ( $T_L-13$ ),  $\mu_{max}$  se incrementa 17% mientras que  $\mu_u$  lo hace en 11%. Para las arcillas limosas (ensayos  $T_C-7$ ,  $T_C-8$ ,  $T_C-9$  y  $T_C-10$ ) las ganancias en el mismo período fueron entre 9 y 20% para  $\mu_{max}$  y de 10 a 15% en  $\mu_u$ ; con excepción del ensayo  $T_C-14$ , donde los aumentos fueron de 37 y 23% respectivamente.

El comportamiento de  $T_C-14$  podría estar relacionado con una importante perturbación de la muestra según se discute en el inciso 6.6 (pp 68).

6.3.4 El efecto del tiempo en la relación  $\mu_u/\mu_{max}$  se presenta en las figuras 6.23 y 6.24.

En los ensayos  $T_C-8$ ,  $T_C-10$  y  $T_C-13$  (hasta antes del cambio en la presión confinante) la relación  $\mu_u/\mu_{max}$  es prácticamente constante. En cambio, en los ensayos restantes la tendencia es a una disminución inicial, para posteriormente mantenerse constante cuando la duración del confinamiento es mayor que aproximadamente 4 veces el tiempo requerido para completar la compresión primaria ( $t/t_{CP} > 4$ ); sin embargo, aún en estos últimos casos los valores iniciales de  $\mu_u/\mu_{max}$  no exceden en 10% al valor de equilibrio.

Por tanto, al considerar a la relación  $\mu_u/\mu_{max}$  como invariante en el tiempo se comete un error tolerable para fines prácticos y facilita la predicción del módulo de rigidez con auxilio de la expresión 6.3.

El conjunto de valores estabilizados de  $\mu_u/\mu_{max}$  observados en las arcillas limosas (ensayos  $T_C-7$ ,  $T_C-8$ ,  $T_C-9$ ,  $T_C-10$ ,  $T_C-14$ ) se encuentra en el intervalo 0.60 - 0.78, adoptando con mayor frecuencia valores próximos a 0.65. En la muestra de limo arcilloso ( $T_L-13$ ) el valor de  $\mu_u/\mu_{max}$  es 0.76.

Aquí, la relación  $\mu_u/\mu_{max}$  revela la reducción del módulo de rigidez dinámica en el intervalo de distorsiones  $\gamma/\gamma_u \approx 0.1$  a  $\gamma/\gamma_u = 1$ . En un material linealmente elástico tal relación será siempre igual a la unidad.

En este sentido, es notorio que en el limo arcilloso (ensaye  $T_L-13$ ) el decaimiento en el módulo de rigidez sea de sólo 24% (para  $t/t_{cp} > 4$ ), en contraste con el de las arcillas limosas en las que alcanza a ser 35%.

#### 6.4 CONSECUENCIA DE ALIVIO PARCIAL DEL CONFINAMIENTO

La muestra  $T_L-13$  se confinó con su esfuerzo volumétrico del

sitio. Hasta  $t/t_{cp} = 5.6$  los factores  $N_y$  correspondientes a los módulos máximo y último tenían valores de 0.17 y 0.11 respectivamente.

En  $t/t_{cp} = 7.5$  la deformación axial aún estaba acorde con la trayectoria indicada por lecturas previas. Un registro de vibración se realizó tres horas más tarde notándose al término de éste que la presión confinante disminuyó al 87.5% del valor inicial debido a un falla en el suministro de aire. La presión original fue restablecida y el ensaye continuó al definirse nuevamente la compresión secundaria.

La fig. A2.5 presenta la historia de la deformación unitaria axial. Adviértase que en la recompresión el cambio volumétrico fue pequeño y que en la compresión secundaria las pendientes de ambas gráficas son prácticamente iguales.

La relación entre módulo de rigidez y distorsión angular en la etapa de recompresión aparecen en las figs. A1.34 a A1.38 se indican los parámetros para la expresión 6.2.

El efecto de histéresis en el confinamiento acarreó una disminución en el módulo de rigidez (fig. 6.18), esta merma fué más severa en  $\mu_{max}$  que en  $\mu_u$ . Con el tiempo, el módulo recuperó su valor original y continuó aumentando según una ley logarítmica. La velocidad de ganancia del módulo que esa ley establece, comparándola con la original, es la misma

para  $\mu_{\max}$  pero menor para  $\mu_u$  (figs. 6.18 y 6.22).

La relación  $\mu_u/\mu_{\max}$  (fig. 6.24) aumentó al disminuir la presión y disminuyó nuevamente al recomprimir, alcanzando finalmente un valor estable ligeramente menor al adquirido con el confinamiento original.

Los módulos  $\mu_{\max}$  y  $\mu_u$  de la recompresión que mejor se comparan con los originales son los obtenidos a partir del momento en que la relación  $\mu_u/\mu_{\max}$  se estabiliza (figs. 6.18 y 6.21).

Por lo expuesto en líneas arriba destaca la necesidad de investigar el efecto de histéresis de la presión confinante en el módulo de rigidez dinámica.

#### 6.5 DISTORSION ANGULAR Y ESFUERZO CORTANTE APLICADO

Con el propósito de indagar sobre la resistencia del suelo que es movilizada al distorsionarlo hasta el límite de su respuesta elástica se calcularon los esfuerzos cortantes aplicados durante el último ciclo de vibraciones.

Los esfuerzos cortantes calculados ( $\tau$ ) se normalizaron con la resistencia al corte ( $S_u = \frac{1}{2}q_u$ ) y las distorsiones correspondientes ( $\gamma$ ) con la distorsión angular límite ( $\gamma_u$ ). Los resultados de cada ensaye se muestran en la fig. 6.25.

Es interesante observar que a pesar de los altos valores del contenido de agua y de la relación de vacíos el comportamiento elástico en la arcilla limosa se mantiene aún cuando el suelo es solicitado al 50% de su resistencia (ensaye  $T_c-9$ ) y aún hasta el 75% (muestras  $T_c-7$ ,  $T_c-8$ ,  $T_c-10$  y  $T_c-14$ ). Este hecho ya había sido reportado por Zeevaert (ref. 23) y es nuevamente ratificado en este trabajo.

Sin embargo, no se observó lo mismo en el limo arcilloso rígido (ensaye  $T_L-13$ ) donde la respuesta elástica se limitó al 30% de la resistencia.

#### 6.6 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO

Los resultados de esta investigación indican que la causa por la cual el módulo de rigidez aumenta con esfuerzo sostenido es el decremento de las distancias intergranulares durante la compresión secundaria.

El detalle de este mecanismo ha sido expuesto en el capítulo II (inciso 2.1.1).

Puesto que la presión intergranular no es idéntica en todos los contactos algunos ligan sólidamente antes que otros. Al aplicar un esfuerzo cortante pequeño en el espécimen las fuerzas tangenciales producidas desajustarán algunos contactos, el número de éstos aumentará con la magnitud del esfuerzo cor

tante . Esto explicaría por que el módulo de rigidez obtenido con pequeñas distorsiones angulares ( $\mu \approx \mu_{\gamma_{\min}}$ ) sea mayor que el asociado a distorsiones mas grandes.

La misma causa justifica la disminución en la relación  $\mu_u/\mu_{\max}$  y su posterior estabilización a medida que el equilibrio de fuerzas intergranulares progresa.

El alivio de esfuerzos efectivos disminuye las presiones en los puntos de contacto y por consiguiente la rigidez. Durante la recompresión los contactos preexistentes tienden a retablecerse. El que lo consigan o nó dependerá del grado de perturbación ocurrido. La única razón aparente para esperar que el incremento normalizado del módulo de rigidez durante la compresión secundaria sea el mismo que antes de la descarga es que la dislocación se haya limitado a unos cuantos contactos. Si se afectó a un número grande de estos (lo que ocurre si se permite la entrada de agua a la estructura molecular de la arcilla ó si se presentan deformaciones plásticas) se tiene una nueva estructuración y ahora los contactos intergranulares se harán, en la mayoría de los casos, entre granos que tenían uniones deficientes y el valor de  $N_\gamma$  será distinto al original. Esto aclara lo ocurrido en el ensaye  $T_L-13$  con  $\mu_{\max}$ ,  $\mu_u$  y  $\mu_u/\mu_{\max}$ , aunque las diferencias no son significativas, posiblemente debido al poco tiempo durante el cual actuó la descarga con el drenaje abierto.

En igualdad de condiciones el factor de incremento de rigidez ( $N_\gamma$ ) aumentará con la relación de vacíos y con el contenido de arcilla (cuya presencia se refleja en el índice plástico). Esto se confirma (fig. 6.26) en los ensayos  $T_c-7$ ,  $T_c-8$ ,  $T_c-10$ , más no así en  $T_c-9$  y  $T_c-14$  cuyos factores  $N_\gamma$  son mayores que los de  $T_c-7$  y  $T_c-10$  respectivamente que presentan propiedades índice comparables. Adviértase también que los valores más altos de  $N_\gamma$  corresponden precisamente a  $T_c-9$  y  $T_c-14$ . Una posible explicación de la discrepancia sería que estos especímenes hayan sufrido durante el muestreo una perturbación mayor que las muestras restantes y/o a consecuencia de la histéresis de los esfuerzos.

Se puede admitir entonces que el factor  $N_\gamma$  adopta un valor promedio de 0.15 en el intervalo de distorsiones  $\gamma/\gamma_u = 0.1$  a  $\gamma/\gamma_u = 1$  y es de esperar que sea aún menor en muestras de óptima calidad .

## 6.7 CONSECUENCIAS PRACTICAS DE LA INVESTIGACION

6.7.1 De acuerdo con lo expuesto en 2.1.2.1 la rigidez natural del suelo corresponde a la que se obtiene en el laboratorio una vez que el arreglo estructural se estabilice, esto es, cuando ha cesado el efecto viscoso intergranular y ya no exista presión de poro.

Proceder así es impráctico dado el tiempo que cada ensayo necesitaría, por lo que un recurso es extrapolar

en el tiempo el módulo de rigidez dinámica calculado al término de la compresión primaria ( $\mu_{cp}$ ). El módulo en el tiempo  $t$  es entonces:

$$(\mu)_t = \left[ 1 + N_\gamma \log_{10} \left( \frac{t}{t_{cp}} \right) \right] \mu_{cp} \quad (6.6)$$

si la extrapolación se lleva a  $t/t_{cp} = 10$  el valor buscado será

$$\mu_{campo} = (1 + N_\gamma) \mu_{cp} \quad (6.7)$$

sustituyendo el valor medio de  $N_\gamma$  que aquí se reporta:

$$\mu_{campo} = 1.15 \mu_{cp} \quad (6.8)$$

extrapolar a un período más largo no proporciona un incremento adicional importante en  $\mu$ . La consiguiente diferencia en la velocidad de onda de cortante y en el periodo de vibración será aún menor (ver inciso 6.7.3).

6.7.2 En el intervalo  $\gamma_{min} \leq \gamma \leq \gamma_u$  el módulo de rigidez se calcula con:

$$\frac{\mu}{\mu_{max}} = 1 - \left[ 1 - \left( \frac{\mu_u}{\mu_{max}} \right) \right] F \left( \frac{\gamma}{\gamma_u} \right) \quad (6.3)$$



donde  $\mu_{\max}$  y  $\mu_u$  son los valores de laboratorio corre  
gidos según 6.7.1. La función  $F(\frac{Y}{Y_u})$  se valora en la  
fig. 6.30.

6.7.3 Al utilizar un módulo de rigidez ( $\mu^{\pm} \Delta\mu$ ) distinto al  
que corresponde a las condiciones del sitio en el mo  
mento de interés ( $\mu$ ), se estará cometiendo un error  
 $\frac{\Delta\mu}{\mu}$  que se refleja:

a) En la velocidad de propagación de ondas de cortan  
te  $v_s^2 = \frac{\mu}{\rho}$  como

$$\frac{\Delta v_s}{v_s} = \frac{1}{2} \frac{\Delta\mu}{\mu} \quad (6.9)$$

al aumentar la rigidez lo hace también la velocidad

b) En el período de vibración natural (T) de un estra  
to de espesor (H), donde:

$$T = \frac{4H}{v_s}$$

como  $\frac{\Delta T}{T} = \frac{1}{2} \frac{\Delta\mu}{\mu} \quad (6.10)$

al aumentar la rigidez disminuye el período de vi-  
bración.

6.7.5 Un ejemplo numérico de aplicación de los resultados de este trabajo se presenta en el capítulo 8.

## 6.8 CORRELACIONES EMPIRICAS RESULTANTES

Algunos datos sencillos de obtener de una muestra pueden permitir estimar los valores de parámetros de comportamiento dinámico de suelo.

Para aplicar los resultados de este trabajo se requieren conocer:

$$\mu_{\max} \cdot \frac{\mu_u}{\mu_{\max}}$$

y para programar el ensaye:

$$\mu_u$$

La relación de módulos  $\mu_u/\mu_{\max}$  se ha normalizado con el confinamiento y se compara con la oquedad en la fig. 6.27. Puede observarse que la relación de vacíos prácticamente no ejerce influencia y que la relación adopta un valor promedio de 1.25.

En la fig. 6.28 es evidente que al disminuir el módulo de res puesta elástica es menor el decremento en el módulo de rigi-

dez, esto es la relación  $\mu_u/\mu_{max}$ . El módulo de respuesta elástica indica la deformación elástica que el material presenta al aplicarle un esfuerzo unitario. En un material linealmente elástico este módulo equivale al inverso del módulo de elasticidad.

Finalmente, según la figura 6.28, el módulo  $\mu_u$  en arcillas limosas se correlaciona con la resistencia en compresión simple mediante:

$$\mu_u \approx 30 q_u \quad \text{para} \quad q_u < 2 \text{ kg/cm}^2$$

A reserva de apoyar estas correlaciones con más información experimental con muestras inalteradas, su aplicación sólo es recomendable para programar ensayos con características semejantes.

## 6.9 RELACION CON OTROS TRABAJOS

Las recomendaciones y correlaciones empíricas reportadas en la literatura para calcular el módulo de rigidez dinámica en el sitio, han sido derivadas de suelos y en condiciones de ensaye notoriamente distintas a las aquí estudiadas por lo que su aplicación carece de sentido.

A guisa de ejemplo, los incrementos normalizados en la veloci

cidad de onda de cortante observados en esta investigación se comparan en la Tabla 6.1 con los calculados con la ecuación empírica 3.2 (Anderson y Woods, 1976).

## CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se ha estudiado la influencia de la duración del confinamiento en el módulo de rigidez dinámica del suelo con muestras "inalteradas" de suelo arcilloso típico de los depósitos lacustres de la Cd. de México, confinadas con un esfuerzo volumétrico efectivo equivalente al que tenían en el lugar de origen. El Péndulo de Torsión Libre fue utilizado para obtener el módulo de rigidez dinámica.

Con base en el análisis de los resultados se establecen las siguientes conclusiones:

1. Durante la compresión secundaria, el módulo de rigidez dinámica se incrementa linealmente con el logaritmo del tiempo.
2. El valor del módulo de rigidez dinámica depende de la distorsión angular ( $\gamma$ ).
3. Al final del primer ciclo logarítmico de la escala del tiempo, después de la compresión primaria, el incremento promedio del módulo de rigidez dinámica es  $15\% \pm 2\%$  en el intervalo de distorsiones  $\gamma = 0.1 \gamma_u$  a  $\gamma = \gamma_u$ . Siendo  $\gamma_u$  el máximo valor de la distorsión angular.
4. El máximo valor encontrado para la distorsión angular ( $\gamma_u$ ), fue del orden de  $1.5 \times 10^{-2}$  en las arcillas limosas de consistencia media y de  $0.2 \times 10^{-2}$  en el limo arcilloso rígido.
5. Durante la máxima distorsión angular, el esfuerzo cortante aplicado puede alcanzar el 75% de la resistencia del suelo.
6. La expresión que mejor correlaciona los módulos de rigidez dinámica con sus correspondientes distorsiones angulares es la propuesta por Zeevaert (1983). Su presentación ha sido modificada en este trabajo (ecs. 6.2 y 6.3) para que todos los parámetros que en ella intervienen puedan ser obtenidos dentro de la precisión del instrumento. En las condiciones actuales, las distorsiones que pueden registrarse con el Péndulo de Torsión Libre se encuentran en el intervalo  $\gamma = 0.02 \times 10^{-2}$  a  $\gamma = 1.5 \times 10^{-2}$ .
7. En el intervalo de distorsiones investigadas, la configuración de las gráficas obtenidas con la ecuación 6.3 que propone el suscrito, tiende rápidamente a ser invariante con el tiempo.

8. Al aumentar la distorsión angular el módulo de rigidez dinámica se reduce. Al pasar de una distorsión  $\gamma = 0.1 \gamma_u$  a  $\gamma = \gamma_u$  se observó una disminución de 30% en las arcillas limosas y de 24% en el limo rígido. En ambos casos, este decaimiento muy pronto se hace independiente del tiempo.
9. La ganancia de rigidez durante el proceso viscoso de la compresión secundaria es atribuida al aumento de los contactos firmes originados en la estructura por las fuerzas intergranulares.
10. El módulo de rigidez dinámica es notoriamente afectado por la perturbación de la estructura del suelo durante los procesos de muestreo, transporte, conservación y extrusión de los tubos muestreadores, así como durante el labrado y montaje de especímenes. Por tanto, en cada una de esas etapas debe exigirse la adopción de precauciones especiales que garanticen el ensaye de muestras de alta calidad para la determinación de parámetros de comportamiento mecánico.

#### RECOMENDACIONES

1. La velocidad de propagación de ondas de cortante y el período de vibración de un estrato pueden obtenerse con suficiente aproximación práctica incrementando en 15% el módulo de rigidez dinámica calculado al término de la compresión primaria. Este factor compensa en algo la alteración que el

suelo pueda sufrir durante el muestreo.

2. Para adquirir mayor información acerca del módulo de rigidez dinámica del suelo para las condiciones del sitio, se recomienda continuar esta investigación con la metodología de trabajo aquí propuesta, pero con muestras de mejor calidad aún, preferentemente muestras cúbicas obtenidas mediante pozos a cielo abierto.

Asimismo, es importante que el ensaye de laboratorio simule lo más fielmente posible las sollicitaciones a las que el material estará sujeto en el sitio.

3. Con material de una misma probeta inalterada sería importante investigar, en idéntica región de la viscosidad intergranular, la relación entre los parámetros de compresibilidad y la variación del módulo de rigidez dinámica.
4. En la construcción de cimentaciones compensadas se presenta un fenómeno de histéresis en relación al confinamiento del suelo, su efecto en el módulo de rigidez dinámica puede ser importante, tanto al final de la compresión primaria como en el tramo estudiado en este trabajo. Se recomienda, por tanto, investigar este comportamiento.
5. La vibración forzada en columna resonante es un recurso utilizado para estudiar el módulo de rigidez dinámica en



el intervalo de distorsiones  $\gamma = 1 \times 10^{-5}$  a  $1 \times 10^{-2}$ . En el péndulo de torsión la vibración es libre y el inter valor de distorsiones es  $\gamma = 2 \times 10^{-4}$  a  $1.5 \times 10^{-2}$ . La comparación de resultados obtenidos mediante pruebas en paralelo con sus técnicas respectivas, en el mismo inter valo de distorsiones, es de gran importancia para el esta blecimiento de correlaciones entre ambos tipos de exita ción del suelo.

## CAPITULO 8. EJEMPLO DE APLICACION

Se requiere conocer la respuesta sísmica de un depósito de suelo.

Las condiciones estratigráficas del lugar revelan la existencia de suelos arcillosos con consistencia media a firme, con un espesor total (H) de 21.00 m, apoyados sobre una base muy dura. Las características de cada estrato se muestran en la figura 8.1

Se espera en el sitio una aceleración máxima del terreno ( $a_m$ ) de  $100 \text{ cm/seg}^2$ .

De cada estrato, una muestra de tipo inalterado, fue ensayada

en el Péndulo de Torsión Libre para obtener el módulo de rigidez dinámica. Los resultados obtenidos se presentan en las figuras 8.3 a 8.6 en las que se muestran las curvas de laboratorio ajustadas por regresión.

Al proyectista le interesa conocer:

- a) La velocidad de propagación de ondas de cortante en cada estrato
- b) El período fundamental de vibración del depósito
- c) El máximo desplazamiento horizontal que se puede esperar en la superficie

#### RESPUESTAS

Si durante todas las etapas previas al ensaye, especialmente el muestreo, se extremaron las precauciones para lograr las mejores muestras inalteradas, entonces el módulo de rigidez dinámica del suelo calculado en el laboratorio, podrá incrementarse

tarse en 15% para obtener el del sitio.

Los módulos de rigidez corregidos se muestran en las figuras 8.3 a 8.6.

- a) La velocidad de la onda de cortante ( $v_s$ ) depende del módulo de rigidez dinámica y por consiguiente de la distorsión angular:

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad \mu = f(\gamma) \quad (8.1)$$

la velocidad media de la onda dependerá del intervalo de distorsiones que sufra el estrato durante el sismo.

Supóngase por ejemplo que en el estrato 3 las distorsiones esperadas esten en el intervalo  $\gamma = 0.1 \times 10^{-2}$  a  $\gamma = 1.5 \times 10^{-2}$ :

$$\text{Para } \gamma = 0.1 \times 10^{-2} \quad \mu = 559 \text{ t/m}^2 \quad v_s = 67.4 \text{ m/seg}$$

$$\text{Para } \gamma = 1.5 \times 10^{-2} \quad \mu = 336 \text{ t/m}^2 \quad v_s = 52.3 \text{ m/seg}$$

Por lo que la velocidad media esperada será  $\bar{v}_s = 59.9 \text{ m/seg}$

La velocidad de la onda de cortante en cada estrato, en términos de la distorsión angular, se muestra también en las figs. 8.3 a 8.6

b) El período fundamental de vibración ( $T_s$ ) de un depósito estratificado puede obtenerse con el método de las velocidades de onda de cortante (Ref. 21, cap. XII):

$$T_s = \sum_{i=1}^n \Delta T_{s_i} = \sum_{i=1}^n \frac{4H_i}{v_{s_i}} \quad (8.2)$$

donde  $v_{s_i}$  es la velocidad de la onda en el estrato  $i$ , de espesor  $H_i$ .

Para un primer cálculo del período se utiliza  $\mu_u$ , asumiendo que durante un fuerte sismo cada estrato alcanza cerca de su máxima distorsión angular. El cómputo se muestra en la siguiente tabla.

Estrato	$H_i$ m	$\rho$ t · seg <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>	$\mu_u$ t/m <sup>2</sup>	$v_s$ m/seg	$\Delta T$ seg
1	3.00	0.128	427	57.76	0.188
2	5.00	0.121	236	44.16	0.453
3	6.00	0.123	336	52.27	0.459
4	7.00	0.130	1806	122.03	0.238

$$T_s = \sum \Delta T_{s_i} = 1.358 \text{ seg}$$

La máxima distorsión corresponde a la velocidad más baja de la onda de cortante y por tanto, el período así calculado resulta de 1.358 seg y corresponde a un valor máximo.

El desplazamiento en la superficie es (Ref. 21)

$$\delta_{s_0} = a_m \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 = 4.67 \text{ cm} \quad (8.2)$$

Para conseguir mejor aproximación en el período fundamental del depósito se deben calcular los desplazamientos del subsuelo y la distorsión angular en cada estrato. Con el módulo de rigidez dinámica asociado a esa distorsión se calcula un nuevo período. El proceso es iterativo y termina cuando el módulo supuesto y el calculado coincidan.

De acuerdo al método de las distorsiones propuesto por Zeevaert (1982, Capítulo XII, pp 576), el desplazamiento horizontal y el correspondiente esfuerzo cortante en un elemento  $i$  inducido por la onda cortante pueden calcularse con los siguientes algoritmos (ver fig. 8.2):

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i \quad (8.3)$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i \quad (8.4)$$

donde:

$$\begin{aligned} A_i &= \frac{1 - N_i}{1 + N_i} & B_i &= \frac{1}{1 + N_i} \cdot \frac{N_i}{\mu_i} \\ C_i &= \frac{1}{2} \cdot \rho_i H_i \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 & N_i &= \frac{\rho_i H_i^2}{4\mu_i} \cdot \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \end{aligned} \quad (8.5)$$

la integración se inicia en la superficie, donde las condiciones son:

$$\delta_i = \delta_{s_0} \quad \text{y} \quad \tau_i = 0$$

El desplazamiento en la superficie es:

$$\delta_{s_0} = a_m \left( \frac{T_s}{2\pi} \right)^2 \quad (8.2)$$

siendo  $a_m$  la velocidad asignada a la superficie del terreno.

Si el desplazamiento relativo entre el contacto del suelo duro con el suelo blando es distinto a cero entonces el período  $T_s$  debe corregirse, tomando en cuenta las distorsiones angulares de los estratos para elegir nuevos módulos de rigidez.

En la Tabla 8.1 se ilustra la aplicación del método. Se indican en cada iteración los módulos de rigidez supuestos para el estrato ( $\mu^S$ ) y los correspondientes para la distorsión angular calculada ( $\mu^*$ ) obtenida de las iteraciones. Estos últimos se obtienen de las gráficas  $\mu$  -  $\gamma$  de cada estrato (figs. 8.3 a 8.6).

El cálculo se ha suspendido en la cuarta iteración en la que se observa que los módulos correspondientes a la distorsión angular calculada son prácticamente idénticos al inicio de la última iteración y que además, el desplazamiento

to relativo entre la base del depósito y el último estrato suave, es prácticamente cero.

Según los resultados de la Tabla 8.1, el período de vibración natural del depósito es  $T_s = 1.16$  seg, a diferencia de 1.36 seg calculado con las distorsiones máximas. El desplazamiento que puede esperarse en la frontera superior del depósito es del orden de 3.4 cm para una aceleración de la superficie del suelo de  $100 \text{ cm/seg}^2$ .

Con el ejemplo anterior podrá reconocerse la importancia de conocer la relación  $\mu - \gamma$  para cada estrato y para el esfuerzo de confinamiento del sitio.

En las determinaciones de laboratorio se pueden esperar, en general, módulos de rigidez dinámica más bajos que los del sitio, por lo que los períodos calculados resultan menores que los reales. En efecto, si el módulo de rigidez real ( $\mu_c$ ) es 15% mayor que el de laboratorio ( $\mu_L$ ), entonces la velocidad real de la onda de cortante será:

$$V_{s_c} = \sqrt{1.15 \frac{\mu_L}{\rho}} = 1.07 V_{s_L}$$

y el período real de vibración en campo:

$$T_{s_c} = \frac{4H}{1.07 V_{s_L}} = 0.933 T_{s_L}$$



REFERENCIAS

1. Afifi, S.S; Woods. R.D. (1971)  
"Long term pressure effects on shear modulus of soils"  
Journal of the Soil Mech. Found. Div. ASCE Vol. 97 SM-10
  
2. Anderson D.G.; Woods R.D. (1975)  
"Comparison of field and laboratory shear moduli"  
Proc. Conf. on in situ measurements of soil properties ASCE  
Vol. 5
  
3. Anderson D.G.; Woods R.D. (1976)  
"Time dependent increase in shear modulus of clay"  
Journal Geotech. Eng. Div. ASCE Vol. 102 No. GT5
  
4. Anderson D.G.; Stokoe, K.H. (1978)  
"Shear Modulus: A time dependent soil property"  
Symposium on Dynamic Geotechnical Testing. ASTM STP 654

5. Hardin B.O.; Richart, F.E. Jr. (1963)  
"Elastic wave velocities in granular soils"  
Journal Soil Mech. and Div. ASCE vol. 89 No. SM-1
  
6. Hardin, B.O.; Black, W.L. (1968)  
"Vibration modulus of normally consolidated clay"  
Jour Soil Mech. and Found. Div. ASCE vol. 94 No. SM-2
  
7. Hardin, B.O.; Black W.L. (1969)  
"Vibration modulus of normally consolidated clay" (closure)  
Jour. Soil. Mech. and Found. Div. ASCE vol. 95 No. SM-6
  
8. Hardin, B.O.; Drnevich V.P. (1972)  
"Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects"  
Jour. Soil Mech. and Found. Div. ASCE 98 No. SM-6
  
9. Hardin B.O.; Drnevich V.P. (1972)  
"Shear modulus and damping in soils: design equations and curves"  
Jour. Soil Mech. and Found. Div. ASCE. vol. 98 No. SM-7
  
10. Humpries W.K.; Wahls H.E. (1968)  
"Stress history effects on dynamic modulus of clay"  
Jour. Soil Mech. and Found. Div. ASCE Vol. 98 No. SM-12

11. Kokusho T.; Yoshida Y.; Eshashi Y. (1982)  
"Dynamic properties of soft clay for wide strain range"  
Soil and Foundations vol. 22 No. 4 December  
Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
12. Marcuson W.F.; Wahls H.E. (1972)  
"The effects of time on dynamics shear modulus of clay"  
Journal of Soil Mech. and Found. Div. ASCE vol. 4 No. SM-2
13. Mitchell, J.K. (1960)  
"Fundamental aspects of tixotrophy in soils"  
Jour. Soil Mech. and Found. Div. ASCE vol. 86 No. SM-3
14. Terzaghi K. (1941)  
"Undisturbed clay samples and undisturbed clays"  
Journal of the Boston Society of Civil Engineering vol. 28 No. 3
15. Timoshenko S. (1934)  
"Theory of elasticity"  
Mec. Graw - Hill Book Co.
16. Zeevaert L. (1952)  
"Estratigrafía y problemas de la ingeniería de los depósitos  
de arcilla lacustre de la ciudad de México"  
Contribución al Congreso Científico conmemorativo del IV cen  
tenario de la Universidad Nacional Autónoma de México, vol. 5

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

17. Zeevaert L. (1953)

"Outline on the stratigraphical and mechanical characteristics on the unconsolidated sedimentary deposits in the basin of the valley of Mexico"

IV Congress international du Quaternary in Qua Italy, vol. II

18. Zeevaert L. (1953)

Proceedings III Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. vol. 3 Zurich, Zwitterland.

19. Zeevaert L. (1967)

"Consolidation theory for materials showing intergranular viscosity"

Proc. Third Panamerican Conference on Soil Mechanics and Found. Eng. vol. I Caracas, Venezuela.

20. Zeevaert L. (1982)

"Teoria y práctica del péndulo de torsión"

Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado, UNAM.

21. Zeevaert L. (1982)

"Foundation engineering for difficult subsoil conditions"  
Second edition.

Van Nostrand - Reinhold Co.

22. Zeevaert L. (1983)

"Condiciones ambientales en el diseño de la cimentación de edificios"

Séptima Conferencia Nabor Carrillo

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

Quéretaro, Qro. México.

23. Zeevaert L. (1947)

"Outline of a Mat Foundations Design on Mexico City Clays"

Proc. 7th Texas Conference on Soil Mechanics

# T A B L A 3-1

## CONSTANTES DE CALIBRACION DEL PENDULO DE TORSION

$\lambda = 42.40 \text{ cm}$

$l = 89.50 \text{ cm}$

NUMERO DE MASAS N	$J_a$ kg · cm · seg	$T_{ad}$ s	$\omega_a$ 1/s	$\zeta_a$ %	$k_a$ kg · cm
0	8.614	0.261	24.081	0.0260	1.318
1	9.891	0.289	21.748	0.0246	1.235
2	11.619	0.312	20.145	0.0248	1.244
3	13.346	0.335	18.763	0.0270	1.240
4	15.073	0.357	17.608	0.0297	1.233
5	16.801	0.380	16.543	0.0308	1.213

$J_a$  = Momento Polar de Inercia de las masas del instrumento

$T_{ad}$  = Período amortiguado de vibración

$\zeta_a$  = Relación de amortiguamiento respecto al crítico

$\omega_a$  = Frecuencia circular natural

$k_a$  = Constante lineal de resorte del aparato

TABLA 4.1 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES ANTES DE SER ENSAYADOS

MUESTRA	MATERIAL	PROCEDENCIA	Prof. m	$\gamma_m$ t/m <sup>3</sup>	$\omega$ %	$S_s$	e	S %	LL %	LP %	IP %	$\sigma_o$ Kg/cm <sup>2</sup>	$q_u$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ Kg/cm <sup>2</sup>	OBSERV
T <sub>c</sub> -7	Arcilla limosa color verde olivo. Consistencia media. Apariencia homogénea	Zona lacustre Centro Ciudad México, D.F.	7.95	1.153	277	2.330	6.62	97.54	408	100	308	0.75	0.98	1.28	SDC
T <sub>c</sub> -8	Arcilla limosa color gris olivo. Consistencia blanda. Vetas de arena fina color negro.	Zona lacustre Sur ciudad México, D.F.	7.40	1.189	206	2.310	4.94	96.2	318	63	255	0.67	0.70	-	CDC
T <sub>c</sub> -9	Arcilla limosa. Verde olivo y gris olivo. Con nódulos de carbonato de calcio. Consistencia semirígida.	Zona lacustre Centro ciudad de México, D.F.	9.20	1.163	152	2.401	4.571	80.03	400	62	338	0.49	0.97	-	CDC
T <sub>c</sub> -10	Arcilla limosa. Color gris olivo. Consistencia media. Con veta de ceniza volcánica muy fina color gris claro.	Zona lacustre Centro ciudad de México	18.60	1.113	361	2.481	9.31	96.57	474	96	378	0.59	1.15	-	CDC
T <sub>L</sub> -13	Limo arcilloso. Café rojizo a café olivo. Con vetas de ceniza volcánica, fina color blanco grisáceo. Consistencia rígida.	Zona lacustre Centro de la Ciudad de México	28.10	1.264	161	2.257	4.24	96.42	250	87	163	1.05	2.47	-	CDC
T <sub>c</sub> -14	Arcilla limosa. Color gris olivo. Consistencia media. Apariencia homogénea.	Zona lacustre Centro de la Ciudad de México	10.80	1.162	287	2.590	7.62	97.51	371	86	285	0.55	1.00	-	CDC

$\gamma_m$  = Peso volumétrico natural

$\omega$  = Contenido natural de agua

$S_s$  = Gravedad específica de los sólidos

Sx = Grado de saturación

e = Relación de vacíos

LL = Límite líquido

LP = Límite plástico

IP = Índice plástico

$\sigma_c$  = Esfuerzo vertical efectivo en el sitio

$q_c$  = Resistencia en compresión simple estimada con penetrómetro de bolsillo

$\sigma_c$  = Esfuerzo crítico en compresión confinada.

SDC = Sin Drenaje Central

CDC = Con Drenaje Central

T A B L A No. 5.1

ENSAYE	Profundidad muestra (m)	$\sigma_o$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{co}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\delta_{s_{max}}$ cm
T-7	7.80	0.75	0.625	3.00
T-8	7.40	0.67	0.600	4.80
T-9	9.20	0.49	0.410	5.20
T-10	18.60	0.59	0.495	4.50
T-13	28.10	1.05	0.875	1.50
T-14	10.80	0.55	0.450	4.50

$\sigma_o$  = Esfuerzo vertical efectivo en el sitio

$\sigma_{co}$  = Esfuerzo confinante efectivo equivalente al de campo

$\delta_{s_{max}}$  = Desplazamiento máximo de la plumilla en la mesa de registro

$K_o$  = Coeficiente de empuje de tierra en reposo

$K_o = 0.75$



ENSAYE	$e_0$	$S_u$ kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{\Delta v_s}{v_s}$ % Calculado *	$\frac{\Delta v_s}{v_s}$ % Observado **
T <sub>C</sub> -7	6.62	0.49	56	7
T <sub>C</sub> -8	4.94	0.35	31	5
T <sub>C</sub> -9	4.57	0.49	26	5
T <sub>C</sub> -10	9.31	0.58	148	8
T <sub>C</sub> -13	4.24	1.24	19	5
T <sub>C</sub> -14	7.62	0.50	81	12

$\Delta v_s, \Delta \mu$  Incremento en un ciclo logarítmico de la escala de tiempo

\* Anderson y Woods (1976):

$$\frac{\Delta v_s}{v_s} \cdot 1,000 \text{ min} = \exp(1.7 + 0.37 e - 0.25 S_u)$$

$$** \frac{\Delta v_s}{v_s} \cdot 1,000 \text{ min} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta \mu}{\mu} \cdot 1,000 \text{ min} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta \mu}{\mu_{cp}}$$

TABLA 6.1 COMPARACION DE INCREMENTOS NORMALIZADOS EN LA VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE.

TABLA 8.1 E J E M P L O

CALCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE UN DEPOSITO

Algoritmo del Método de las distorsiones de Zeevaert (1982)

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i$$

$$a_m = 100 \text{ cm/seg}^2$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i$$

$$T_s = \Sigma \Delta T_i = \Sigma \frac{4H_i}{v_{s_i}}$$

$$A_i = \frac{1-N_i}{1+N_i} \quad B_i = \frac{1}{1+N_i} \cdot \frac{H_i}{\mu_i}$$

$$\delta_{s_0} = a_m \left( \frac{T_s}{2\pi} \right)^2$$

$$C_i = \frac{1}{2} \rho_i H_i \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \quad N_i = \frac{\rho_i H_i^2}{4\mu_i} \cdot \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2 \quad \gamma = \frac{\delta_i - \delta_{i+1}}{H_i}$$

$\mu^s$  Módulo de rigidez dinámica supuesto para el estrato

$\mu^*$  Módulo de rigidez dinámica para la distorsión calculada

1era Iteración

$$T_s = 1.358 \text{ seg}$$

$$\delta_{s_0} = 4.67 \text{ cm}$$

Estrato	PROF. m	$H_i$ m	$\rho_2$ t·seg/m <sup>4</sup>	$\mu^s$ t/m <sup>2</sup>	$\Delta T$ seg	$N_{i-3}$ $\times 10^{-3}$	$A_i$	$B_{i-2}$ $\times 10^{-2}$	$C_i$	$\delta_i$ m	$\tau_i$ t/m <sup>2</sup>	$\gamma$ $\times 10^{-2}$	$\mu^*$ t/m <sup>2</sup>
1	0.00									0.047	0.00		
	1.50	1.50	0.128	427	0.104	2.406	0.995	0.350	2.055	0.047	0.191	0.01	746
	3.00	1.50		427	0.104	2.406	0.995	0.350	2.055	0.046	0.380	0.06	651
2	5.50	2.50	0.121	236	0.227	17.150	0.996	1.041	3.237	0.041	0.662	0.17	315
	8.00	2.50		236	0.227	7.836	0.996	1.041	3.237	0.033	0.902	0.34	280
3	10.00	2.00		336	0.153	7.836	0.984	0.591	2.632	0.027	1.059	0.29	475
	12.00	2.00	0.123	336	0.153	7.836	0.984	0.591	2.632	0.020	1.183	0.34	461
	14.00	2.00		336	0.153	7.836	0.984	0.591	2.632	0.013	1.270	0.37	453
4	16.33	2.33		1806	0.079	2.091	0.996	0.129	3.241	0.011	1.348	0.07	1920
	18.66	2.33	0.130	1806	0.079	2.091	0.996	0.129	3.241	0.009	1.415	0.07	1920
	21.00	2.33		1806	0.079	2.091	0.996	0.129	3.241	0.007	1.470	0.07	1920

TABLA 8.1 Continuación

2a Iteración

$$T_s = 1.183 \text{ seg}$$

$$\delta_{s_0} = 3.55 \text{ cm}$$

Estrato	PROF. m	$H_i$ m	$\rho$ $t \cdot \text{seg}^2 / m^4$	$\mu^s$ $t/m^2$	$\Delta T$ seg	$N_{i-3}$ $\times 10^{-3}$	$A_i$	$B_{i-2}$ $\times 10^{-2}$	$C_i$	$\delta_i$ m	$\tau_i$ $t/m^2$	$\gamma$ $\times 10^{-2}$	$\mu^*$ $t/m^2$
1	0.00									0.036	0.00		
	1.50	1.50	0.128	746	0.079	2.709	0.995	0.201	2.694	0.035	0.191	0.01	750
	3.00	1.50		651	0.084	3.104	0.994	0.230	2.547	0.035	0.371	0.04	678
2	5.50	2.50	0.121	315	0.196	16.846	0.980	0.791	4.245	0.031	0.651	0.14	324
	8.00	2.50		280	0.208	18.951	0.963	0.876	4.245	0.024	0.887	0.28	291
3	10.00	2.00		475	0.129		0.986	0.418	3.452	0.020	1.041	0.20	508
	12.00	2.00	0.123	461	0.131		0.985	0.431	3.452	0.016	1.165	0.24	493
	14.00	2.00		453	0.132		0.985	0.438	3.452	0.010	1.254	0.27	482
4	16.33	2.33		1920	0.077		0.990	0.121	4.251	0.009	1.334	0.06	1940
	18.66	2.33	0.130	1920	0.077		0.995	0.116	4.251	0.009	1.400	0.06	1940
	21.00	2.33		1920	0.077		0.995	0.116	4.251	0.005	1.452	0.06	1940

TABLA 8.1 Continuación

3a Iteración

$T_s = 1.163 \text{ seg}$

$\delta_{s_0} = 343 \text{ cm}$

Estrato	PROF. m	$H_i$ m	$\rho$ t·seg/m <sup>4</sup>	$\mu^s$ t/m <sup>2</sup>	$\Delta T$ seg	$N_i$ $\times 10^{-3}$	$A_i$	$B_i$ $\times 10^{-2}$	$C_i$	$\delta_i$ m	$\tau_i$ t/m <sup>2</sup>	$\gamma$ $\times 10^{-2}$	$\mu^*$ t/m <sup>2</sup>
1	0.00									0.0343	0		
	1.50	1.50	0.128	750	0.378	2.817	0.994	0.199	2.817	0.034	0.192	0.02	720
	3.00	1.50		678	0.082	3.116	0.994	0.221	2.817	0.033	0.381	0.05	664
2	5.50	2.50	0.121	324	0.193	17.12	0.966	0.759	4.438	0.029	0.658	0.16	318
	8.00	2.50		291	0.204	19.06	0.963	0.843	4.438	0.023	0.887	0.26	295
3	10.00	2.00		508	0.124	7.104	0.986	0.391	3.609	0.019	1.036	0.19	512
	12.00	2.00	0.123	493	0.126	7.320	0.985	0.403	3.609	0.014	1.155	0.23	496
	14.00	2.00		482	0.128	7.487	0.985	0.412	3.609	0.009	1.26	0.25	489
4	16.33	2.33		1940	0.076	2.650	0.994	0.120	4.413	0.007	1.33	0.07	1920
	18.66	2.33	0.130	1940	0.076	2.650	0.994	0.120	4.413	0.005	1.39	0.07	1920
	21.00	2.33		1940	0.076	2.650	0.994	0.120	4.413	0.003	1.43	0.07	1920

TABLA 8.1 Continuación

4a Iteración

$T_s = 1.157 \text{ seg}$

$\delta_{s0} = 3.39 \text{ cm}$

Estrato	PROF. m	$H_i$ m	$\rho$ $t \cdot \text{seg}^2 / m^4$	$\mu^S$ $t/m^2$	$\Delta T$ seg	$N_i$ $\times 10^{-3}$	$A_i$	$B_i$ $\times 10^{-2}$	$C_i$	$\delta_i$ m	$\tau_i$ $t/m^2$	$\gamma$ $\times 10^{-2}$	$\mu^*$ $t/m^2$
1	0.00									0.033	0.00		
	1.50	1.50	0.128	720	0.080	2.949	0.994	0.208	2.831	0.032	0.191	0.015	720
	3.00	1.50		664	0.083	3.198	0.994	0.225	2.831	0.030	0.380	0.05	664
2	5.50	2.50	0.121	318	0.195	17.53	0.966	0.773	4.461	0.029	0.656	0.16	318
	8.00	2.50		295	0.203	18.90	0.963	0.832	4.461	0.022	0.889	0.27	295
3	10.00	2.00	0.123	512	0.124	7.085	0.985	0.388	3.627	0.018	1.036	0.20	512
	12.00	2.00		496	0.120	7.313	0.985	0.400	3.627	0.013	1.158	0.23	496
	14.00	2.00		489	0.127	7.418	0.985	0.406	3.627	0.008	1.240	0.25	489
4	16.33	2.33		2000	0.075	2.602	0.995	0.116	4.466	0.047	1.320	0.06	1940
	18.66	2.33	0.130	2000	0.075	2.602	0.995	0.116	4.466	0.004	1.380	0.06	1940
	21.00	2.33		2000	0.075	2.602	0.995	0.116	4.466	0.002	1.42	0.07	1920

TABLA 8.1 Continuación

FIG. I.1.a

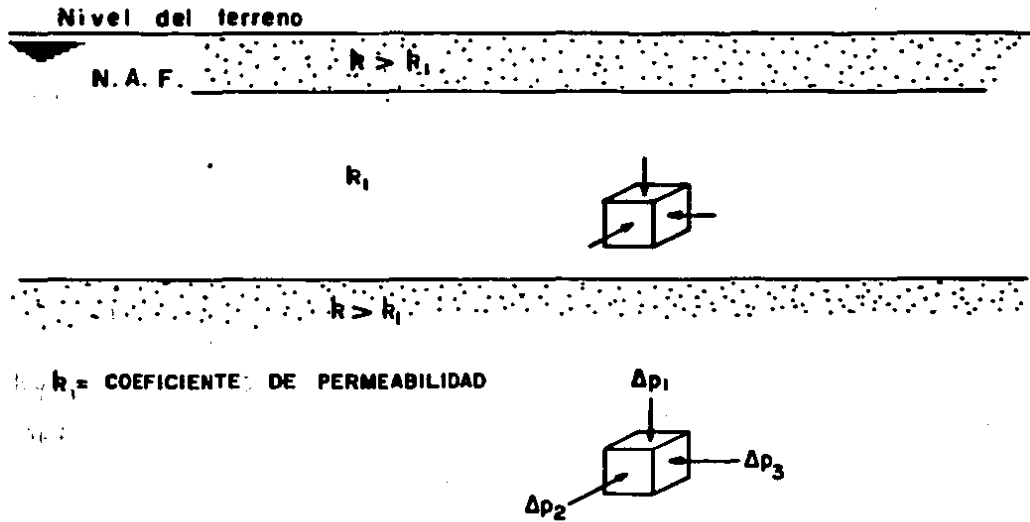


FIG I.1.b

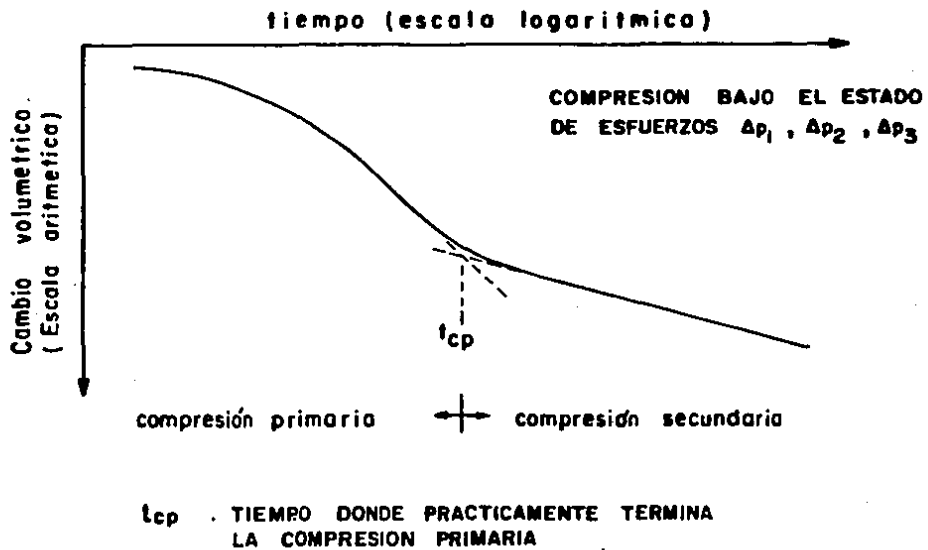
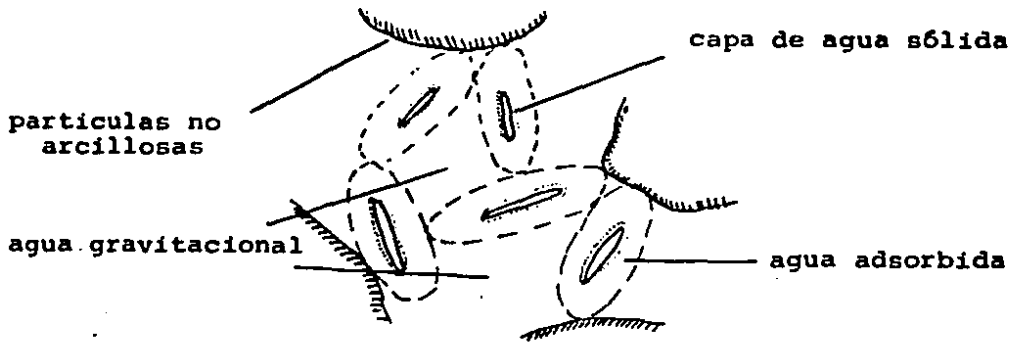
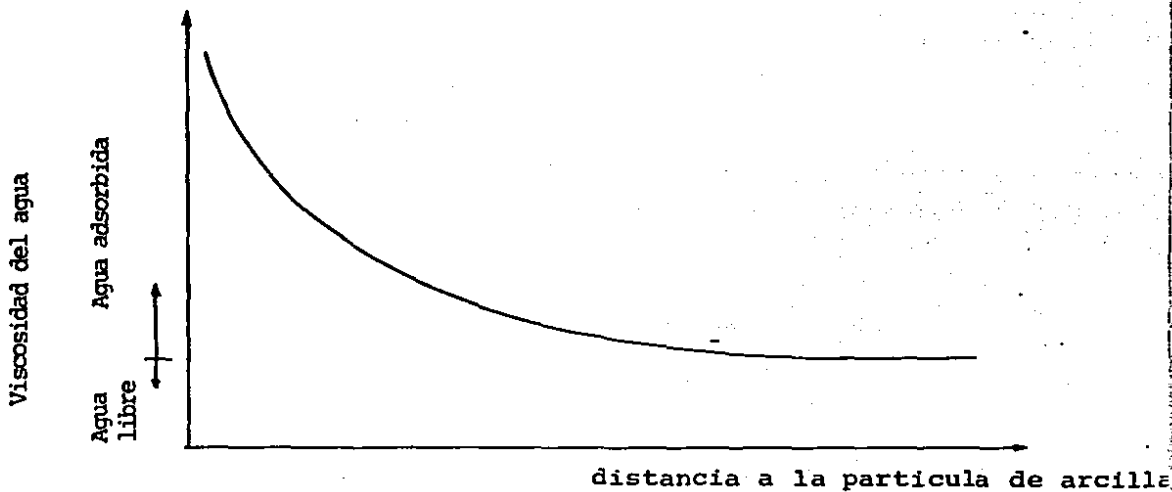


FIG. I.1 SUELO SOMETIDO A UN ESTADO DE ESFUERZOS Y SU CONSIGUIENTE CAMBIO VOLUMETRICO



a) Partículas de arcilla y distintas fases de agua (idealización)



b) Relación entre la viscosidad del agua y la distancia a la partícula

FIG. 2.1 GRANOS DE ARCILLA Y DISTINTAS FASES DEL AGUA QUE LES RODEA



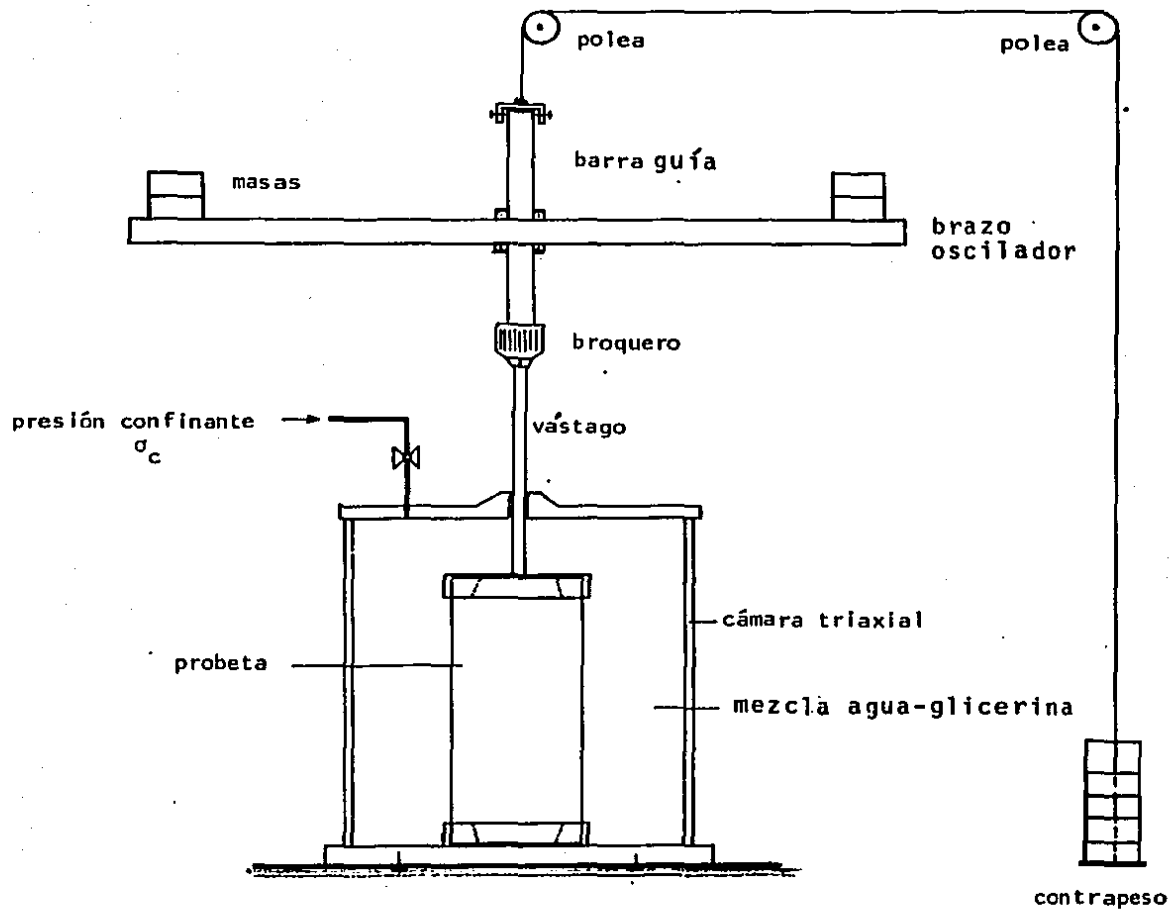


FIG. 3-1 PÉNDULO DE TORSIÓN LIBRE  
(ZEEVAERT 1967)



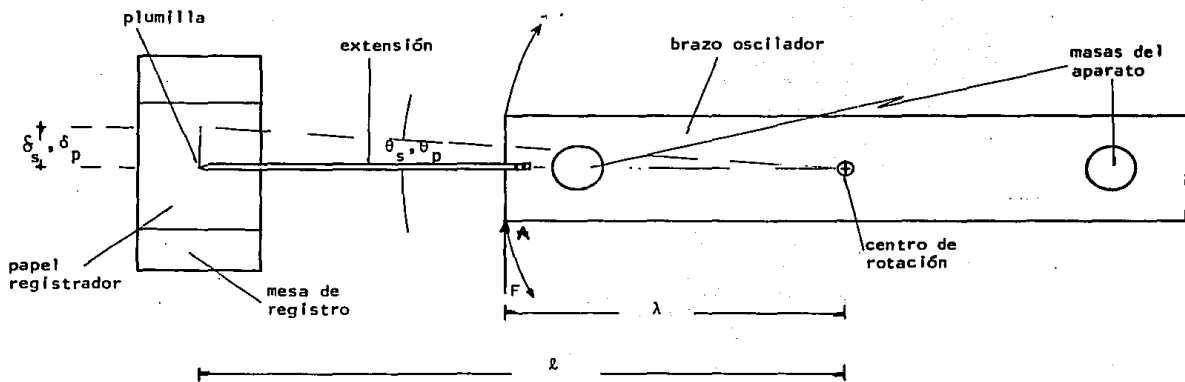
Fig. 3.2



Fig. 3.3

### PENDULO DE TORSION LIBRE

VISTA DEL CONJUNTO Y DETALLE DE LA MESA DE REGISTRO  
(Modificaciones en la cámara triaxial y en el sistema de registro  
fueron hechas por Díaz Rodríguez, J.A. y Weckmann, O., 1980)



$\theta_s$  = Desplazamiento angular del sistema suelo-aparato  
 $\delta_s$  = Deflexión en la mesa de registro, del sistema suelo-aparato  
 $\tan \theta_s \approx \theta_s = \frac{\delta_s}{l}$

FIG. 3 4 EXTENSIÓN DEL BRAZO OSCILADOR

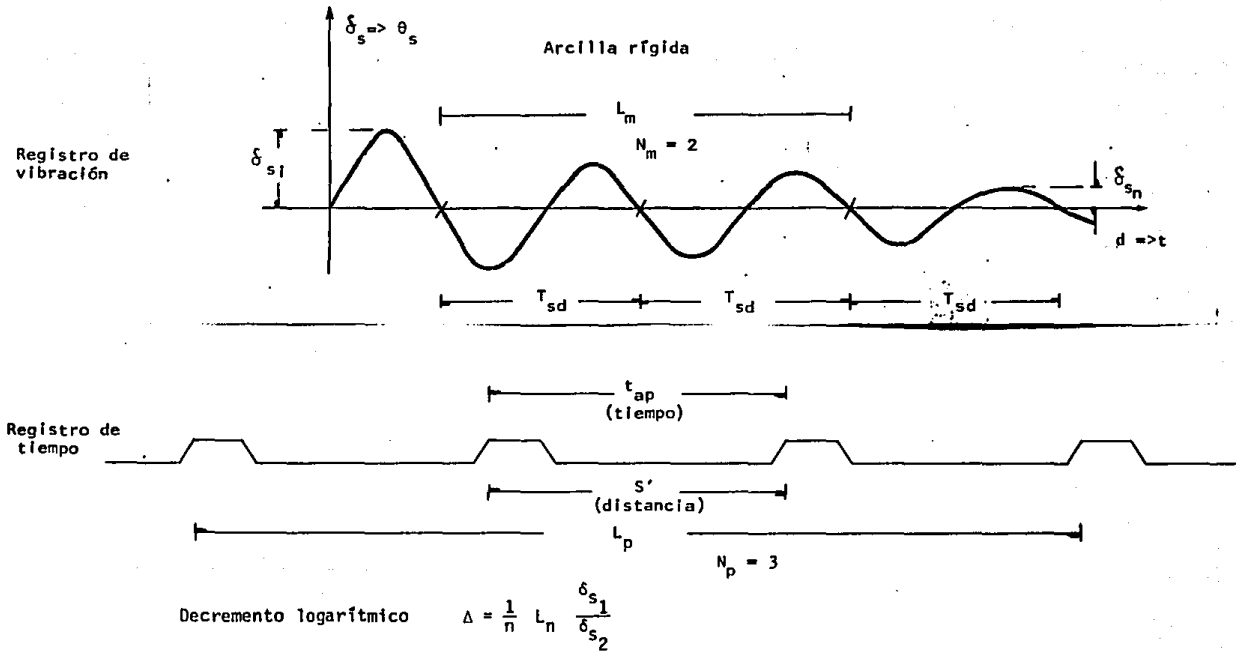


FIG. 3-5 REGISTRO TÍPICO DE VIBRACION EN EL PENDULO DE TORSIÓN

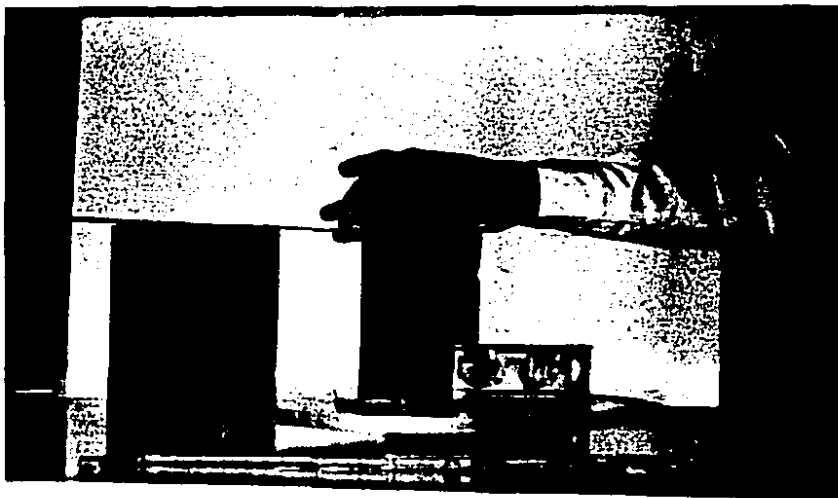
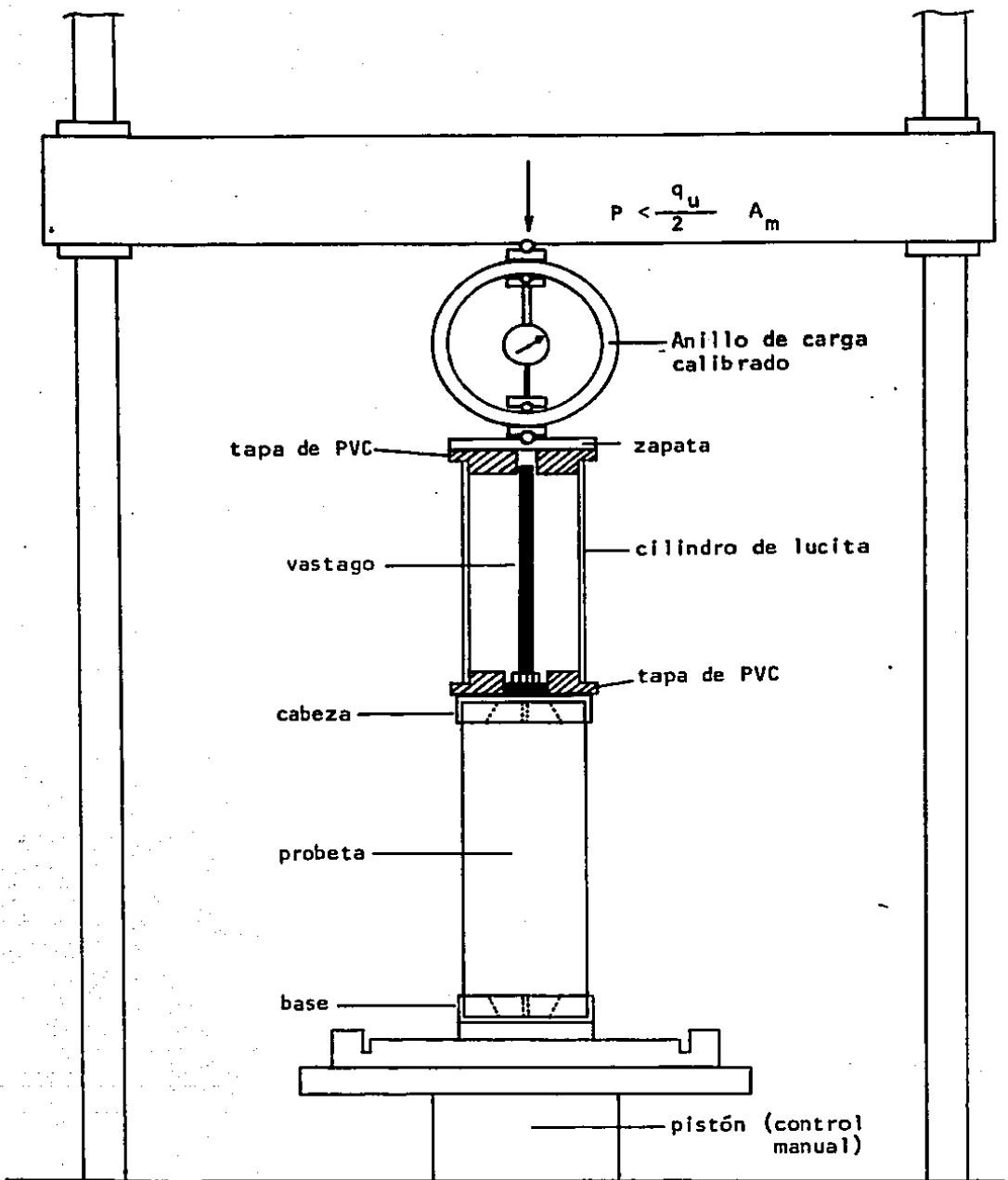


FIG. 5.1 LABRADO DE PROBETAS  
Y  
PREPARACION PARA MONTAJE



PENDULO DE TORSION  
MONTAJE DE PROBETAS

FIG. 5.2 DISPOSITIVO AUXILIAR



Fig. 5.3

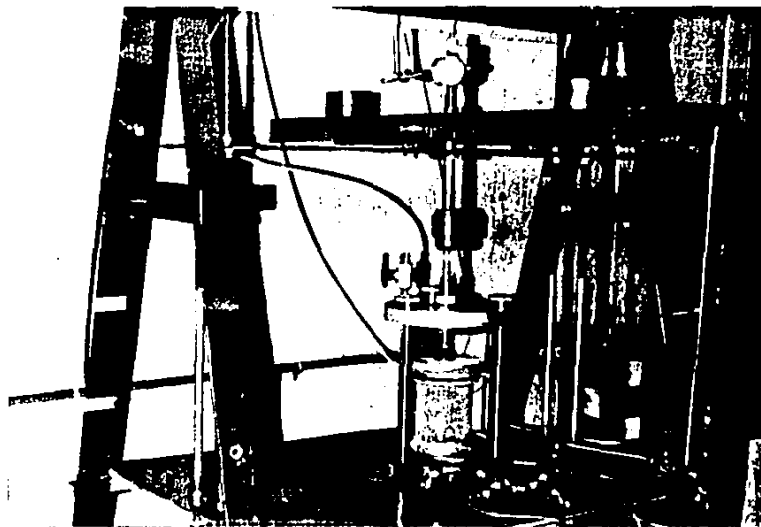
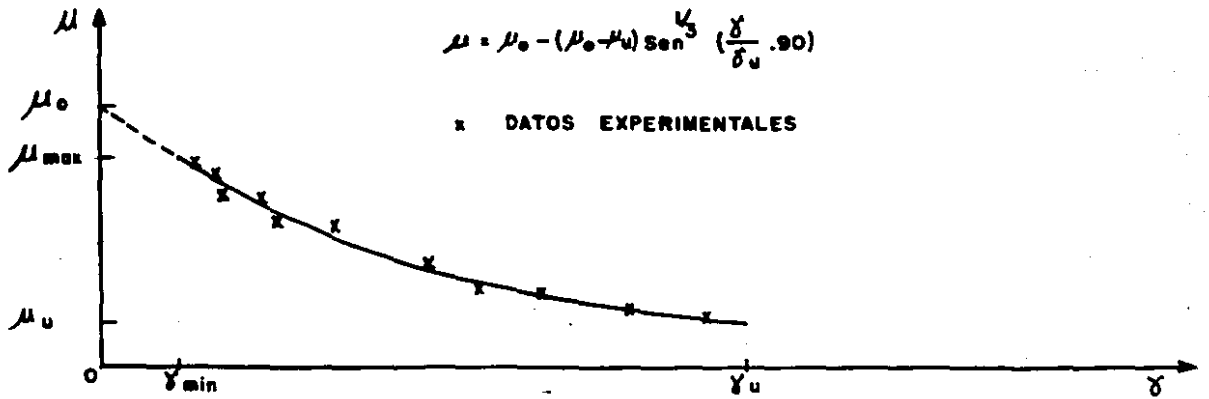
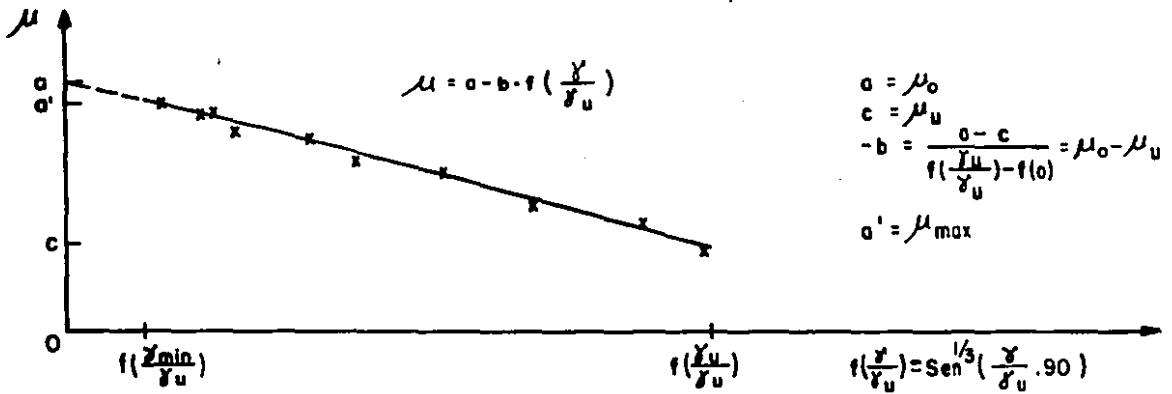


Fig. 5.4

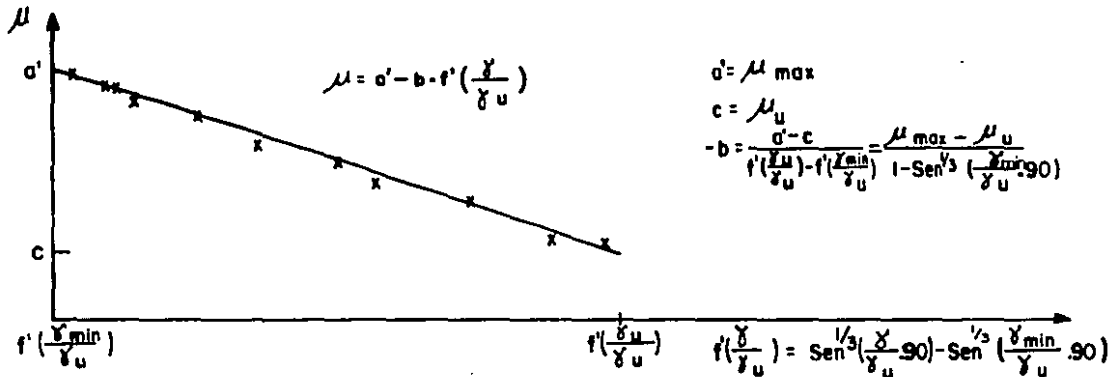
COLOCACION DE LA CAMARA EN EL PENDULO DE TORSION LIBRE



6.1.1 ECUACION EN LA FORMA NATURAL



6.1.2 ECUACION EN LA FORMA LINEAL



6.1.3 ECUACION EN LA FORMA LINEAL CON UN EJE DESPLAZADO

FIG. 6.1 TRANSFORMACION DE LA EXPRESION DE ZEEVAERT (1983) PARA AJUSTE DE DATOS



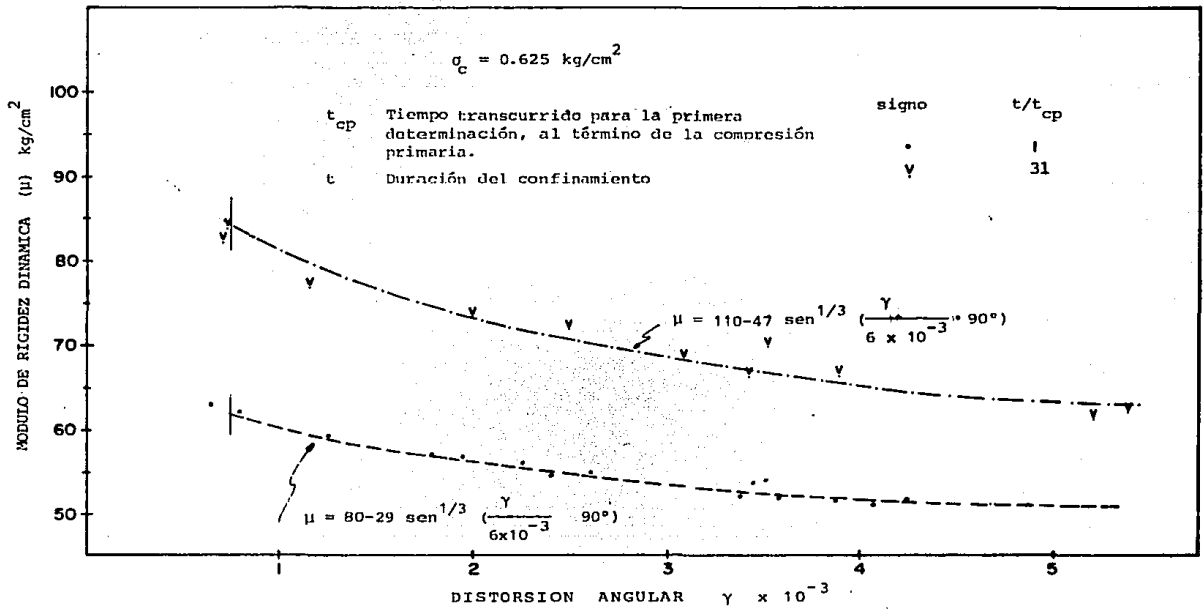


FIG. 6.2 ENSAYE T<sub>E</sub>-7. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ SEGUN LA DURACION DEL ESFUERZO CONFINANTE

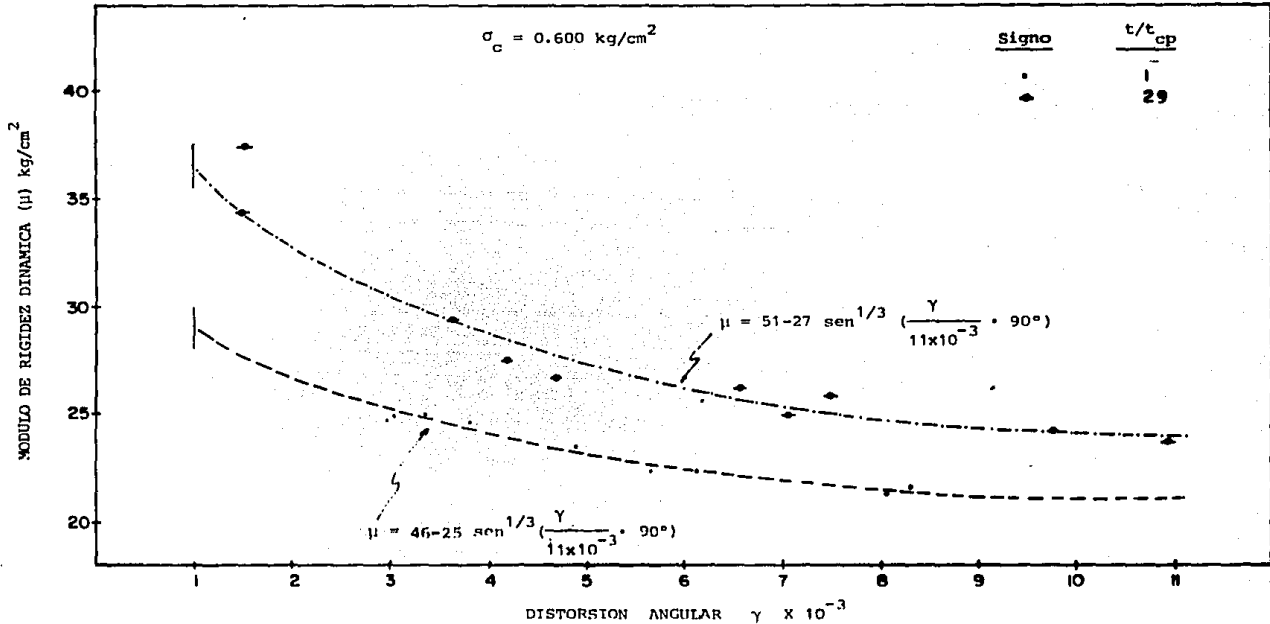


FIG. 6.3 ENSAYE T<sub>c</sub>-8. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ SEGUN LA DURACION DEL ESFUERZO CONFINANTE

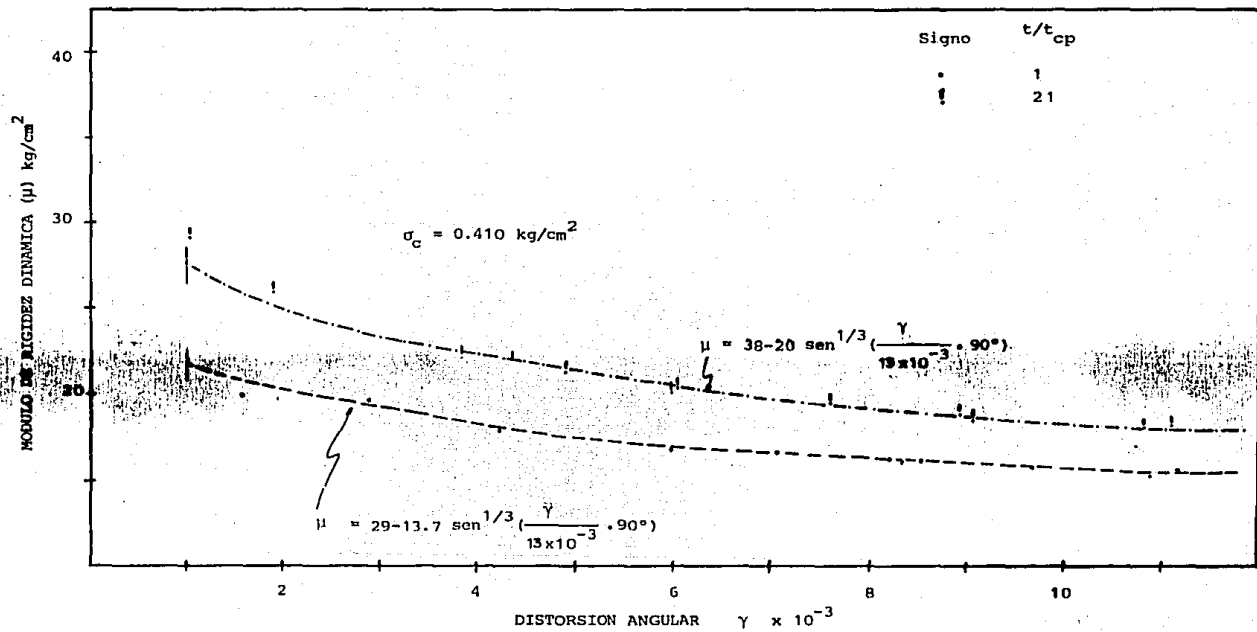


FIG. 6.4 ENSAYE T<sub>F</sub>-9. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

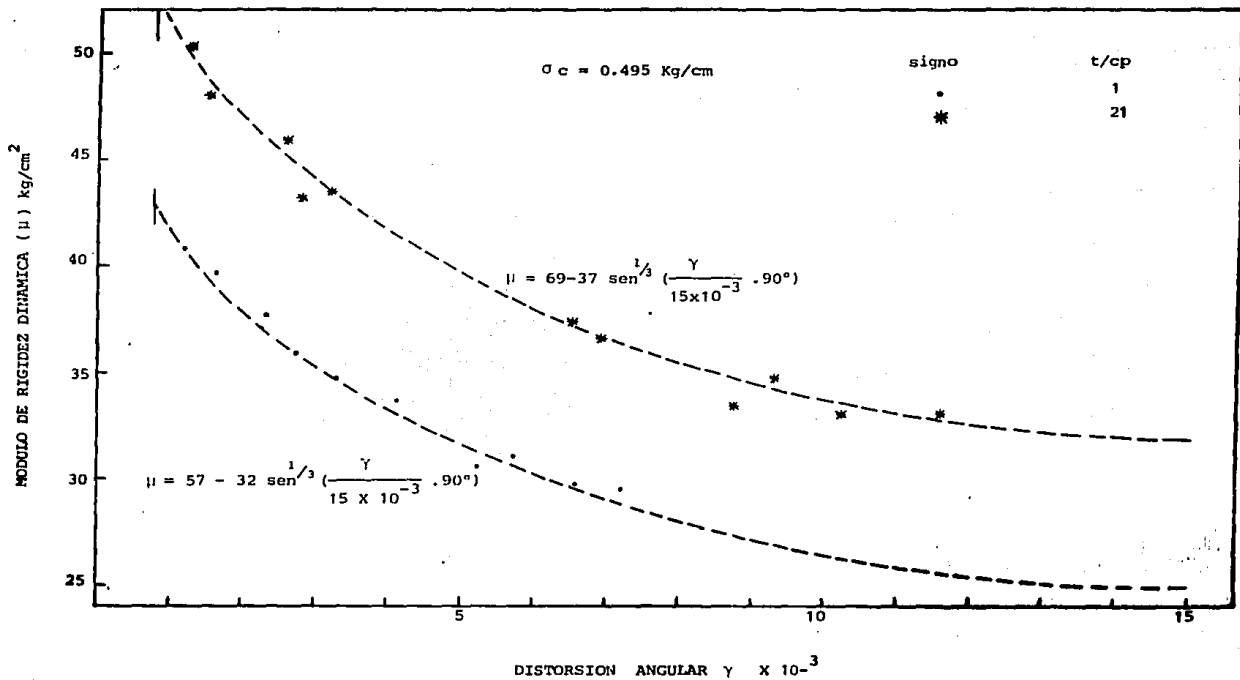


FIG. 6.5 ENSAYE T<sub>c</sub>-10 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MÓDULO DE RIGIDEZ SEGUN LA DURACION DEL ESFUERZO-CONFINANTE

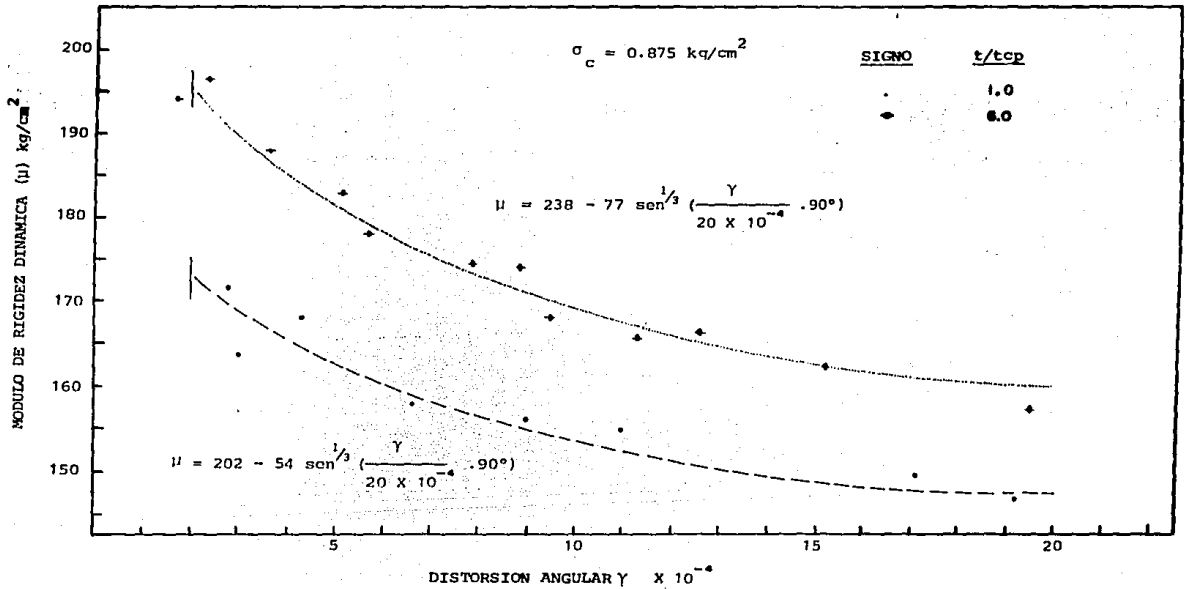


FIG. 6.6 ENSAYE T-13 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ SEGUN LA DURACION DEL ESFUERZO CONFINANTE.

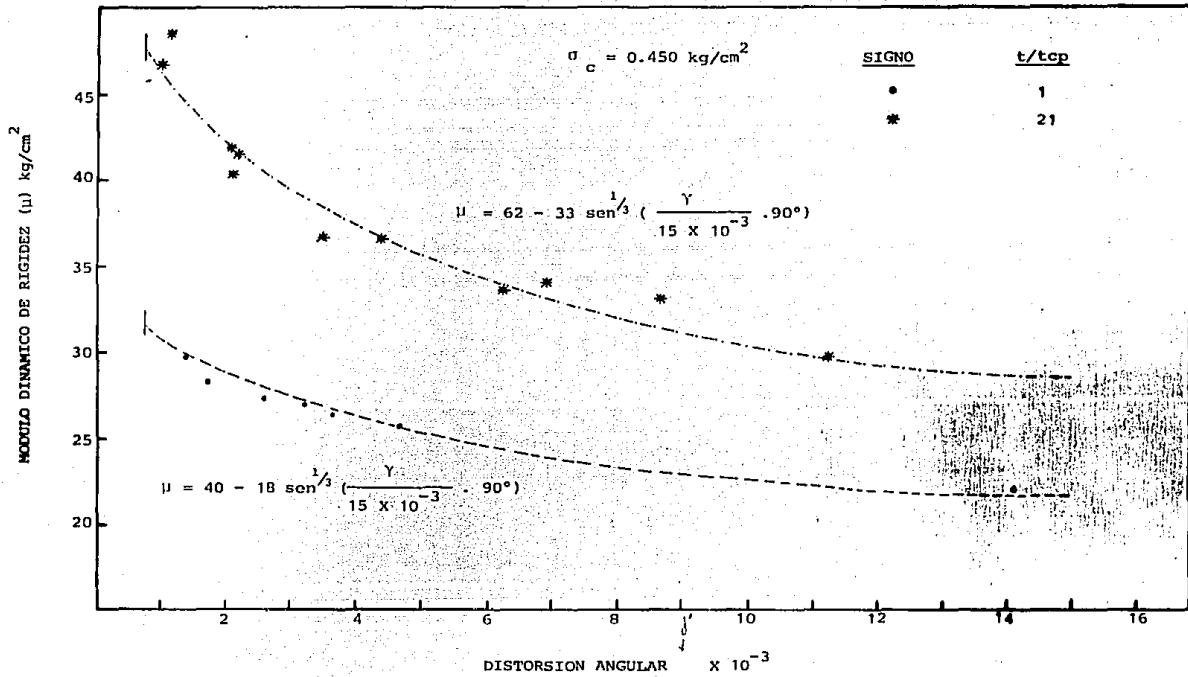


FIG. 6.7 ENSAYE T<sub>c</sub>14 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ SEGUN LA DURACION DEL ESFUERZO CONFINANTE

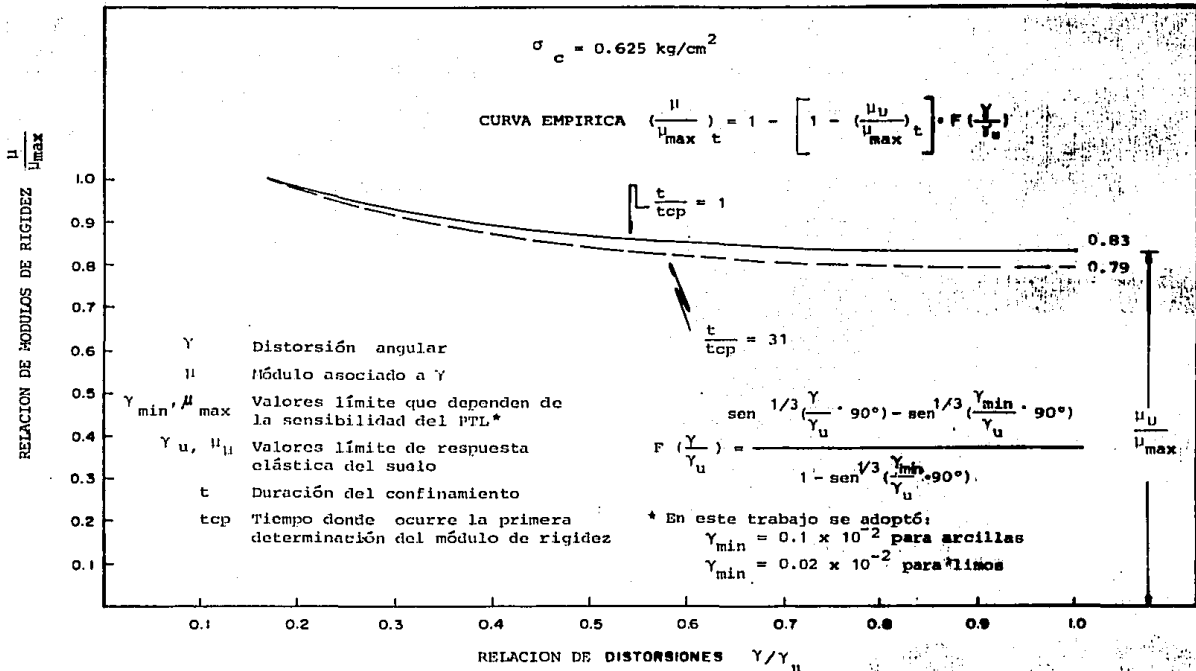


FIG. 6.8 ENSAYE T<sub>7</sub> MODULOS DE RIGIDEZ DINAMICA NORMALIZADOS Y DISTORSIONES ANGULARES NORMALIZADAS

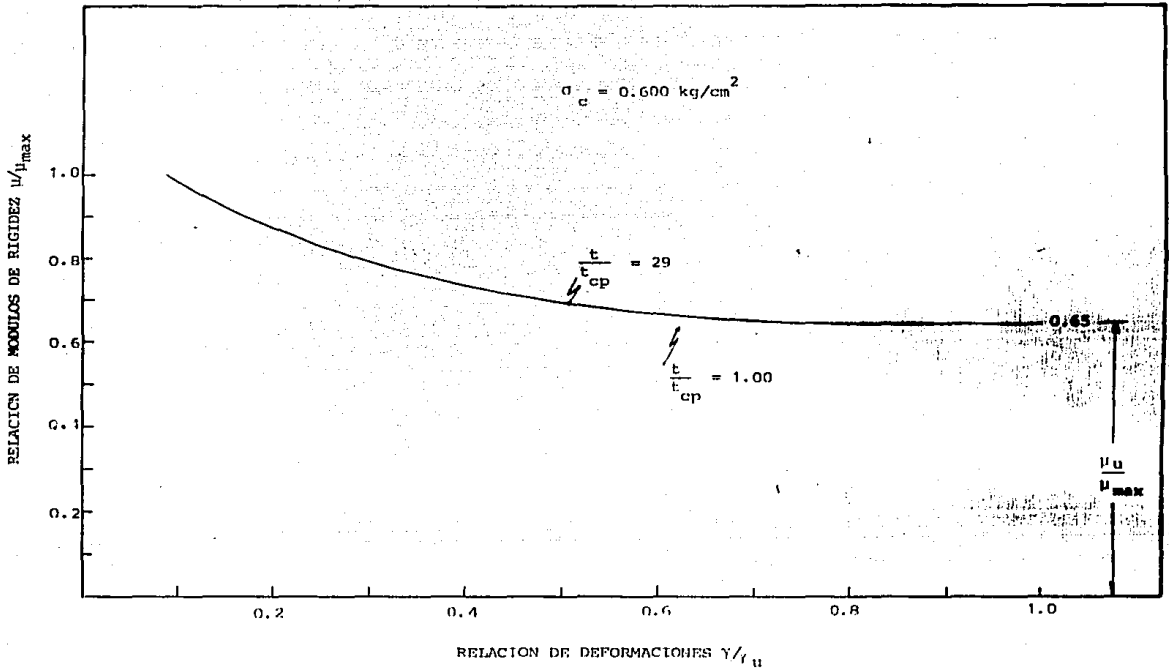


FIG. 6.9 ENSAYE T<sub>F</sub>-8 MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA NORMALIZADOS  
DEFORMACIONES ANGULARES NORMALIZADAS



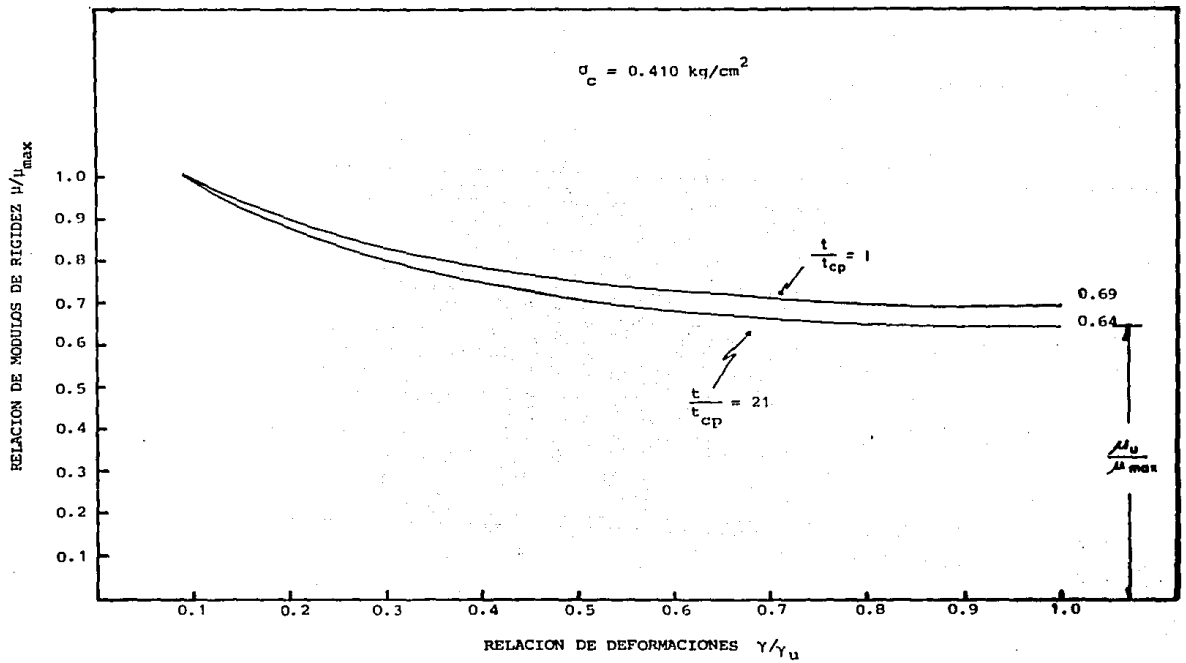


FIG. 6.10 ENSAYE T<sub>2</sub>-9 MODULOS DE RIGIDEZ DINAMICA NORMALIZADOS  
DEFORMACIONES ANGULARES NORMALIZADAS

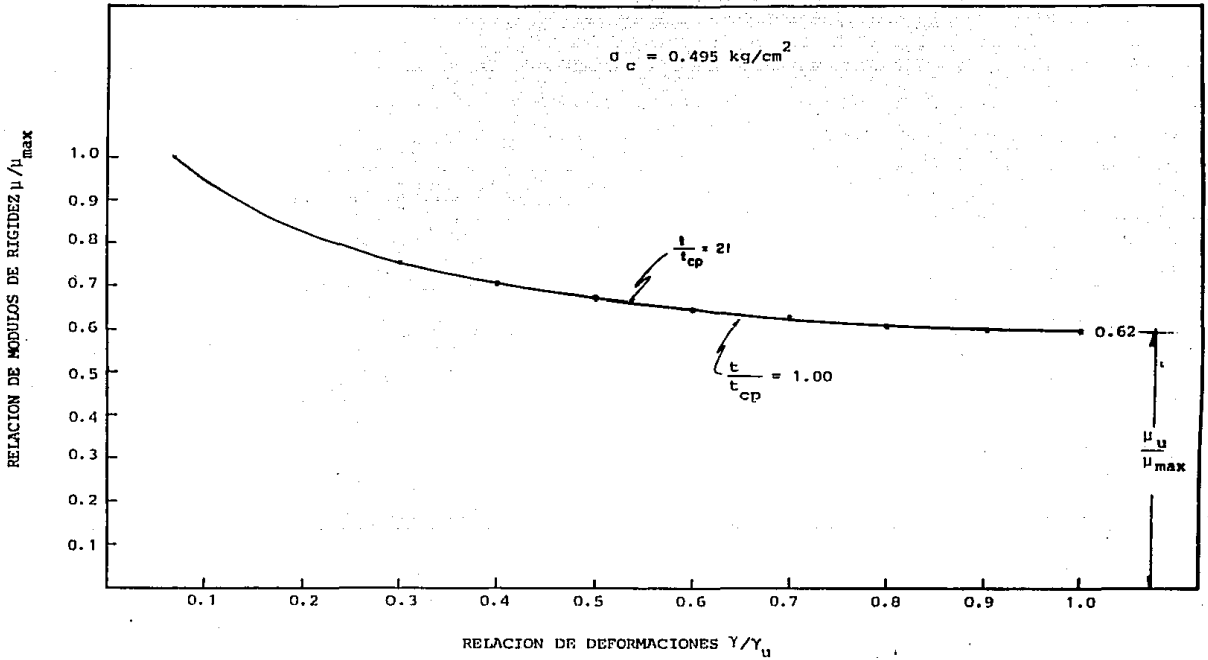


FIG. 6.11 ENSAYE T<sub>c</sub>-10 MODULOS DE RIGIDEZ DINAMICA NORMALIZADOS Y DEFORMACIONES ANGULARES NORMALIZADAS

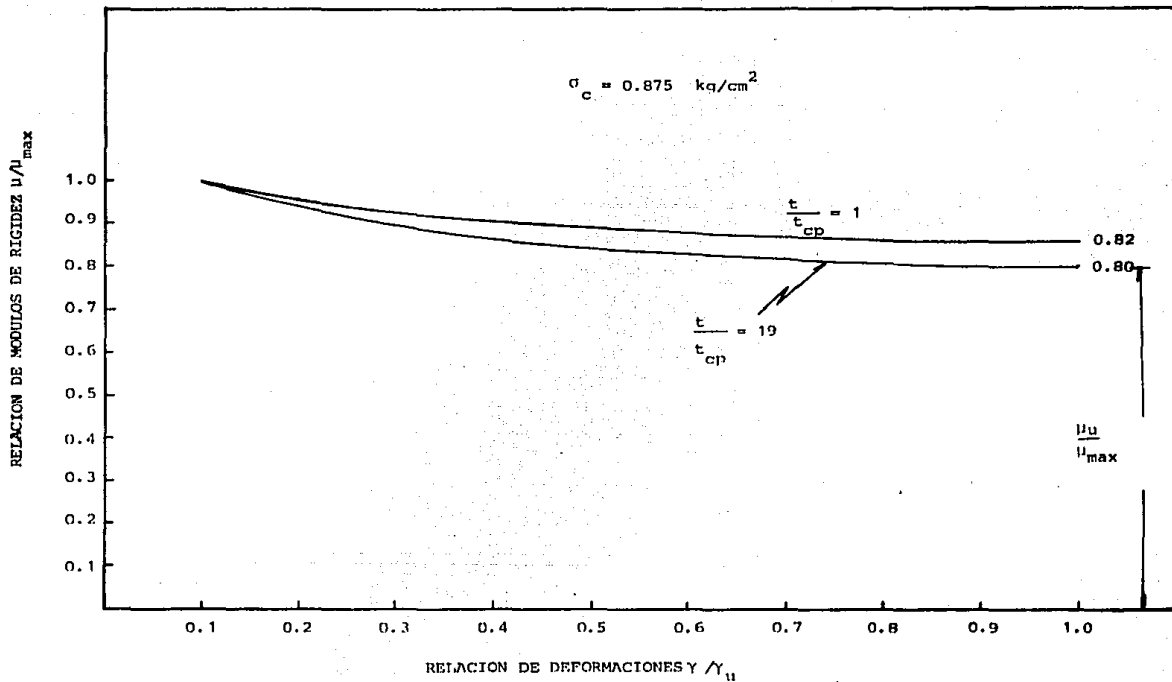


FIG. 6.12 ENSAYE T<sub>c</sub>-13 MODULOS DE RIGIDEZ DINAMICA NORMALIZADOS  
 DEFORMACIONES ANGULARES NORMALIZADAS

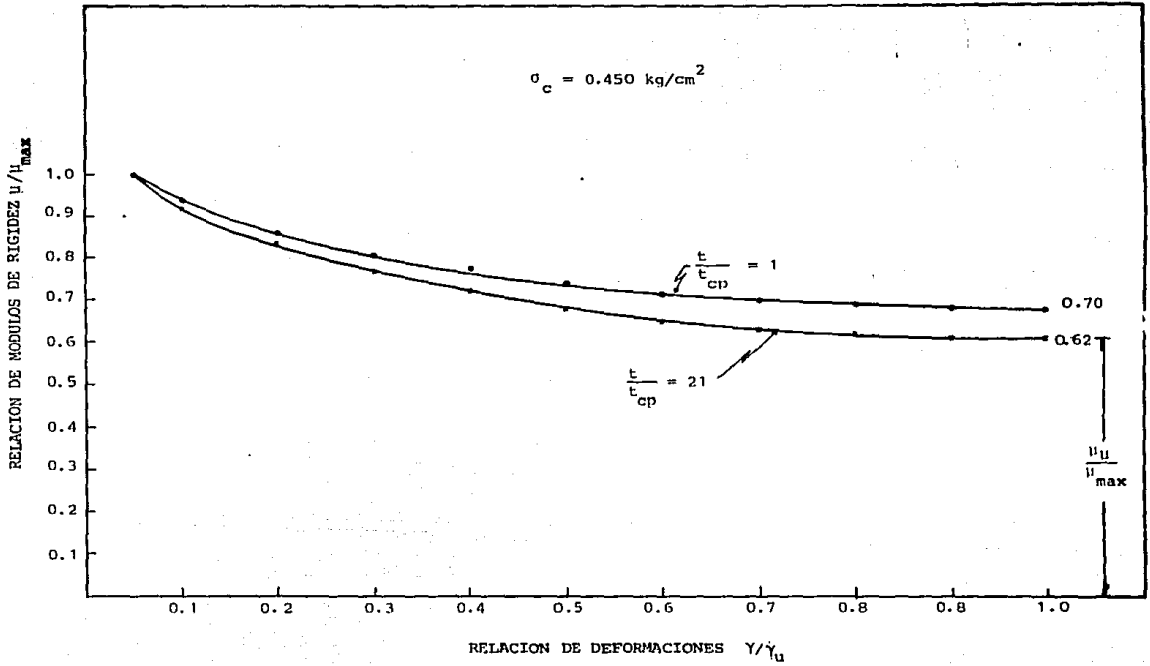


FIG. 6.13 ENSAYE T<sub>c</sub>-14 MODULOS DE RIGIDEZ DINAMICA NORMALIZADAS Y DEFORMACIONES ANGULARES NORMALIZADAS

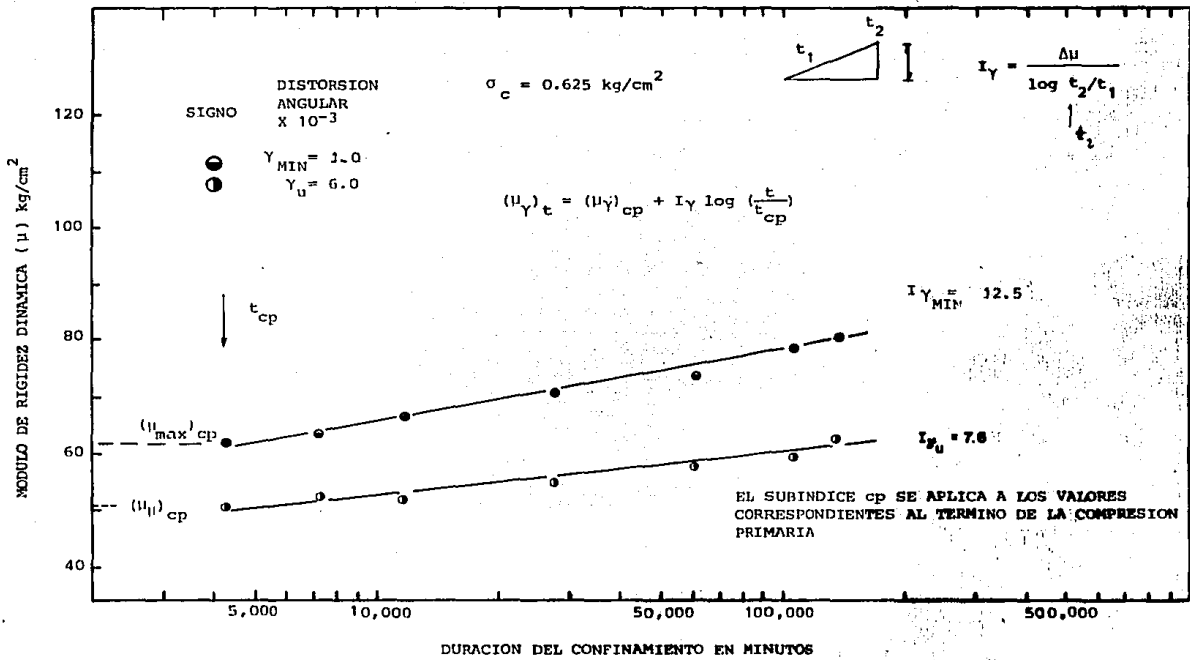


FIG. 6.14 ENSAYE T<sub>c</sub>-7 INFLUENCIA DEL TIEMPO EN EL MODULO DE RIGIDEZ

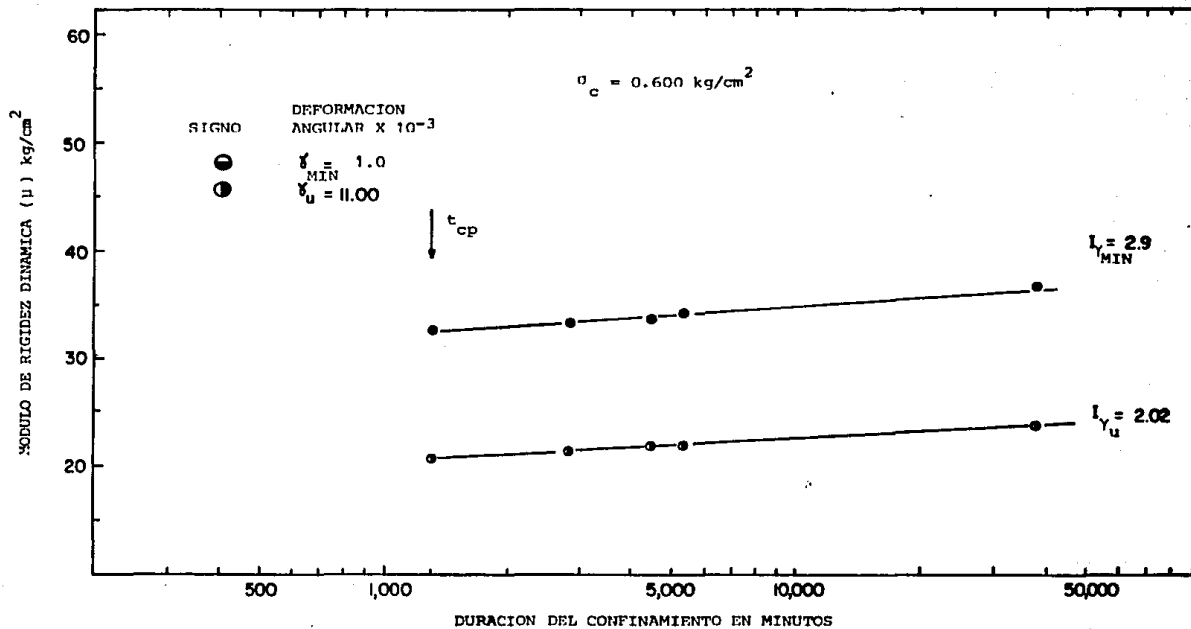


FIG. 6.15 ENSAYE T<sub>c-8</sub> INFLUENCIA DEL TIEMPO EN EL MODULO DE RIGIDEZ

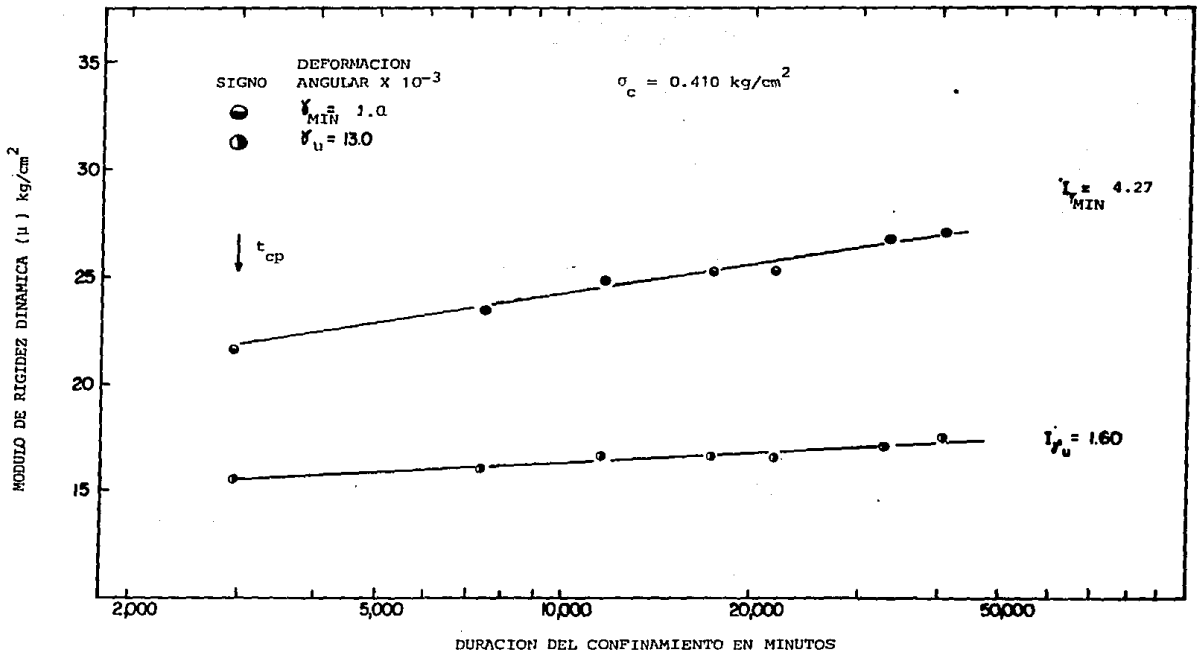


FIG. 6.16 ENSAYE T<sub>c</sub>-9 INFLUENCIA DEL TIEMPO EN EL MODULO DE RIGIDEZ

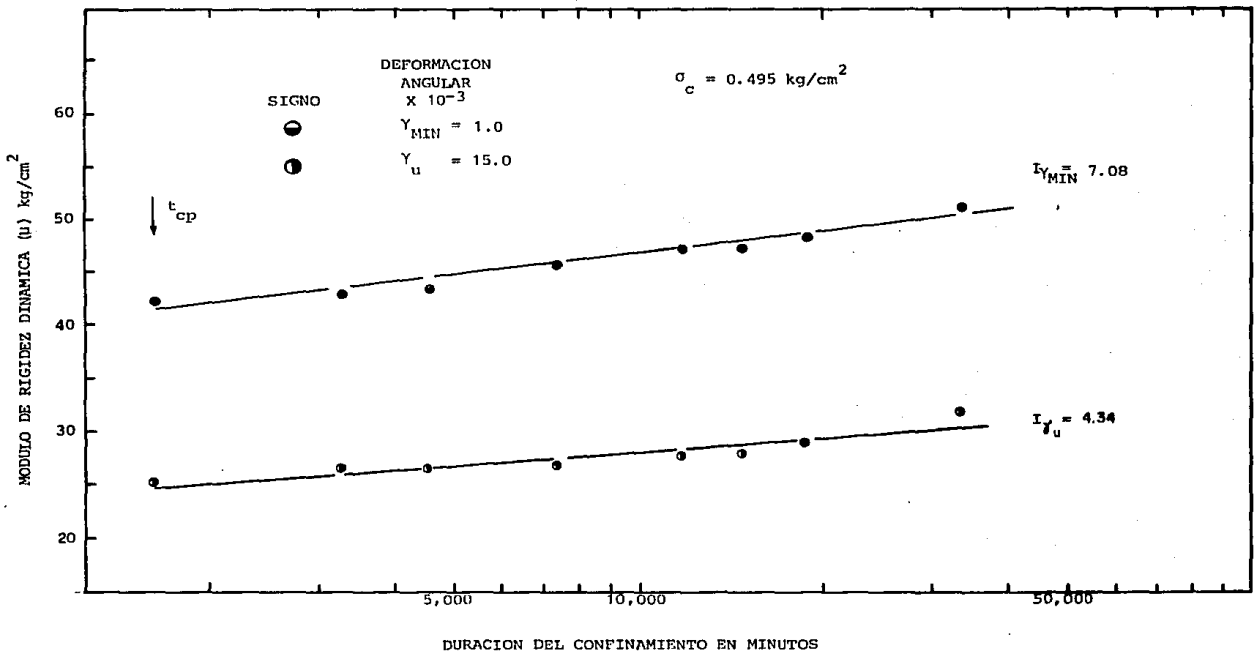


FIG. 6.17 ENSAYE T<sub>c</sub>-10 INFLUENCIA DEL TIEMPO EN EL MODULO DE RIGIDEZ



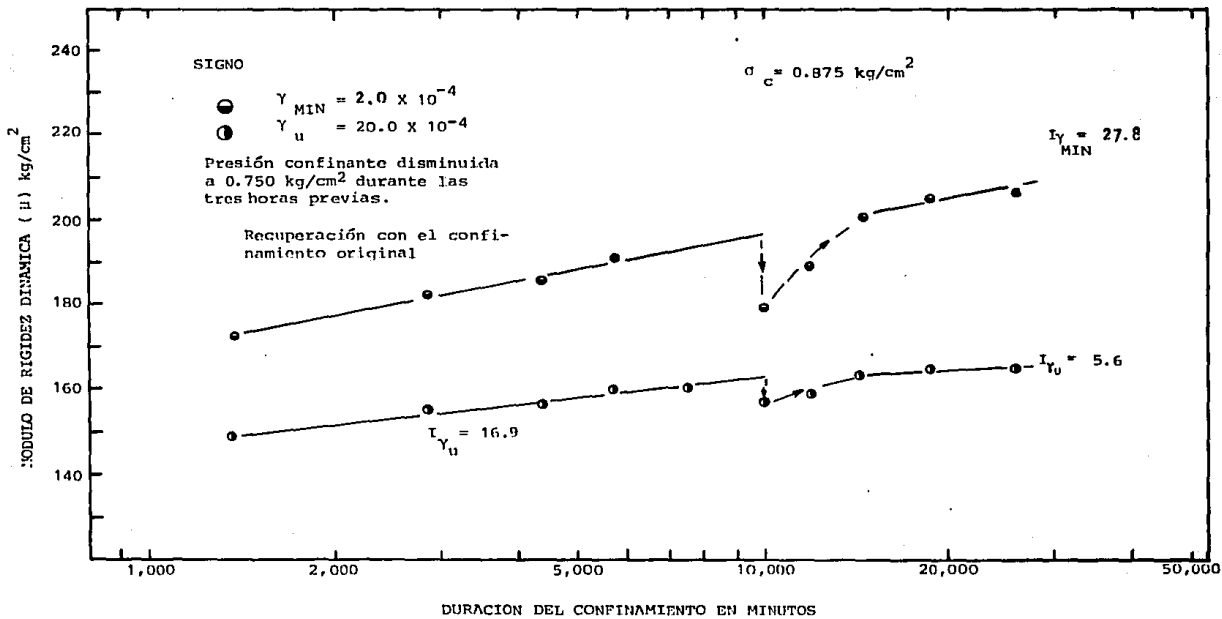


FIG. 6.18 ENSAYE T<sub>c</sub>-13 INFLUENCIA DEL TIEMPO EN EL MODULO DE RIGIDEZ

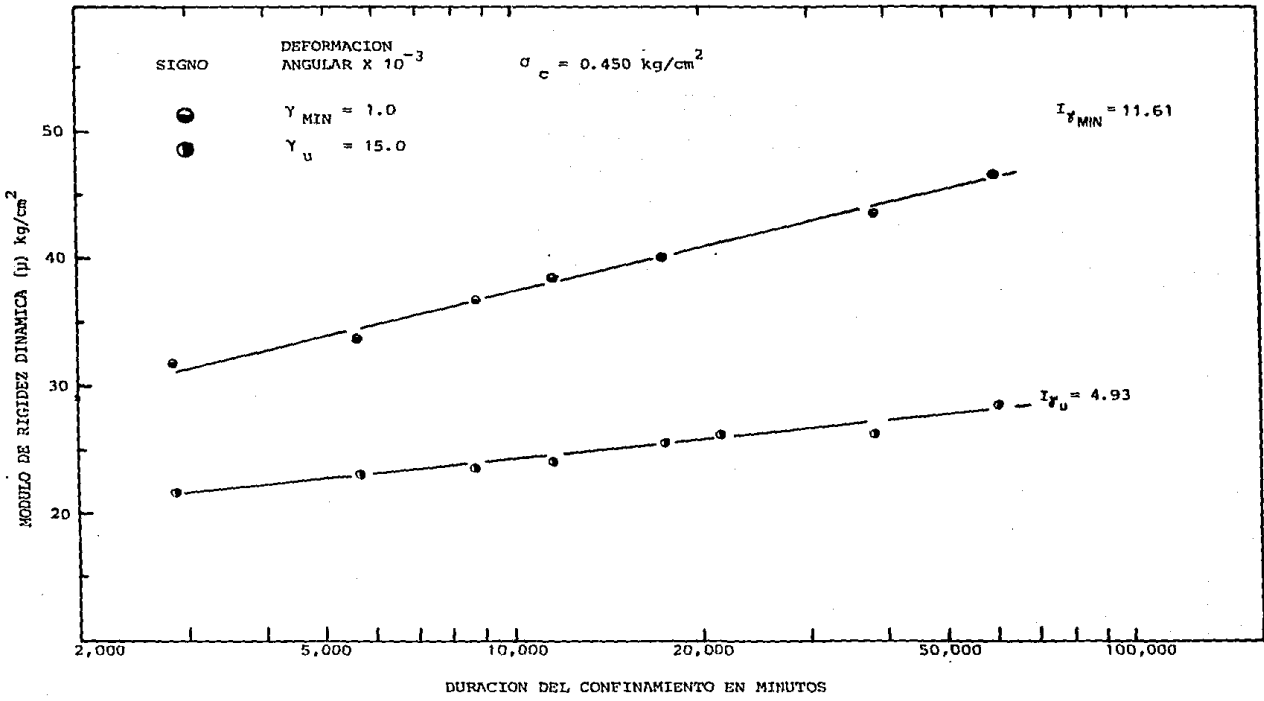


FIG. 6.19 ENSAYE T<sub>C</sub>-14 INFLUENCIA DEL TIEMPO EN EL MODULO DE RIGIDEZ

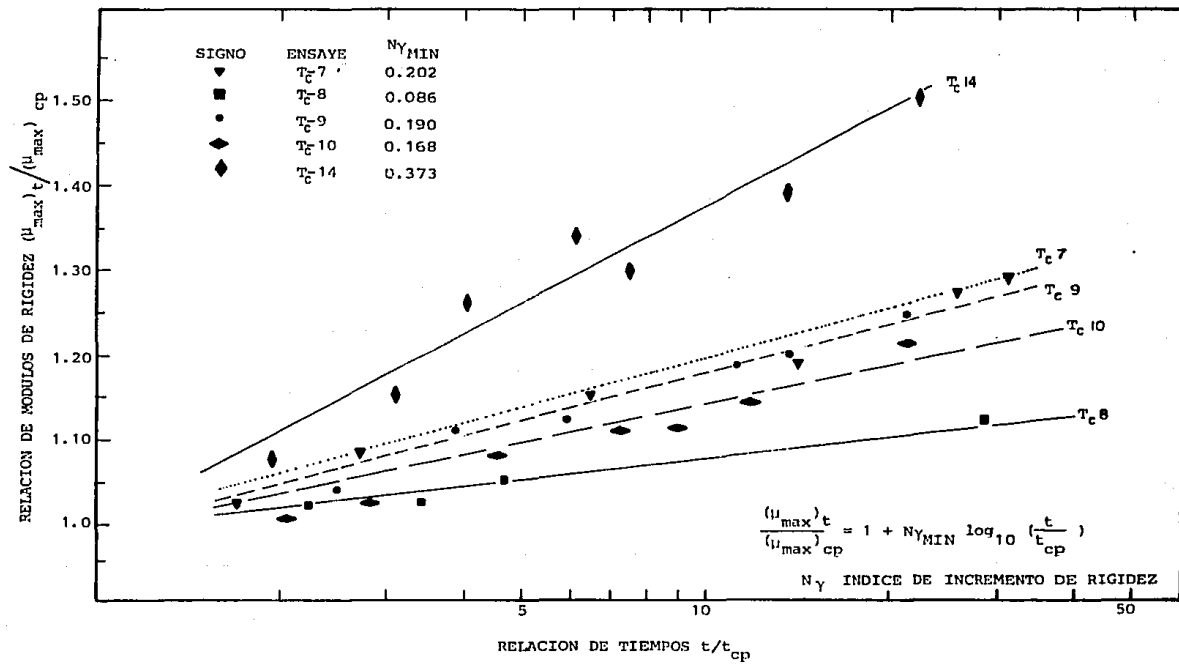


FIG. 6.20 INFLUENCIA DEL TIEMPO EN LA RELACION DE MODULOS DE RIGIDEZ MAXIMOS

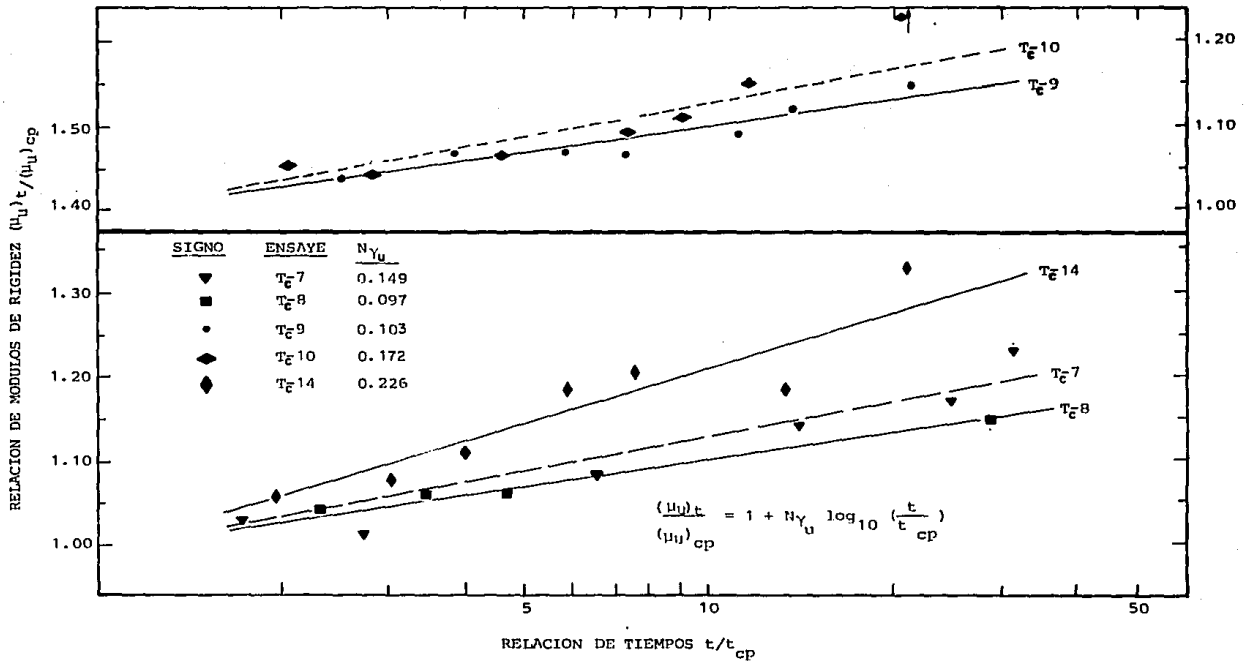


FIG. 6.21 INFLUENCIA DEL TIEMPO EN LA RELACION DE MODULOS DE RIGIDEZ ULTIMOS

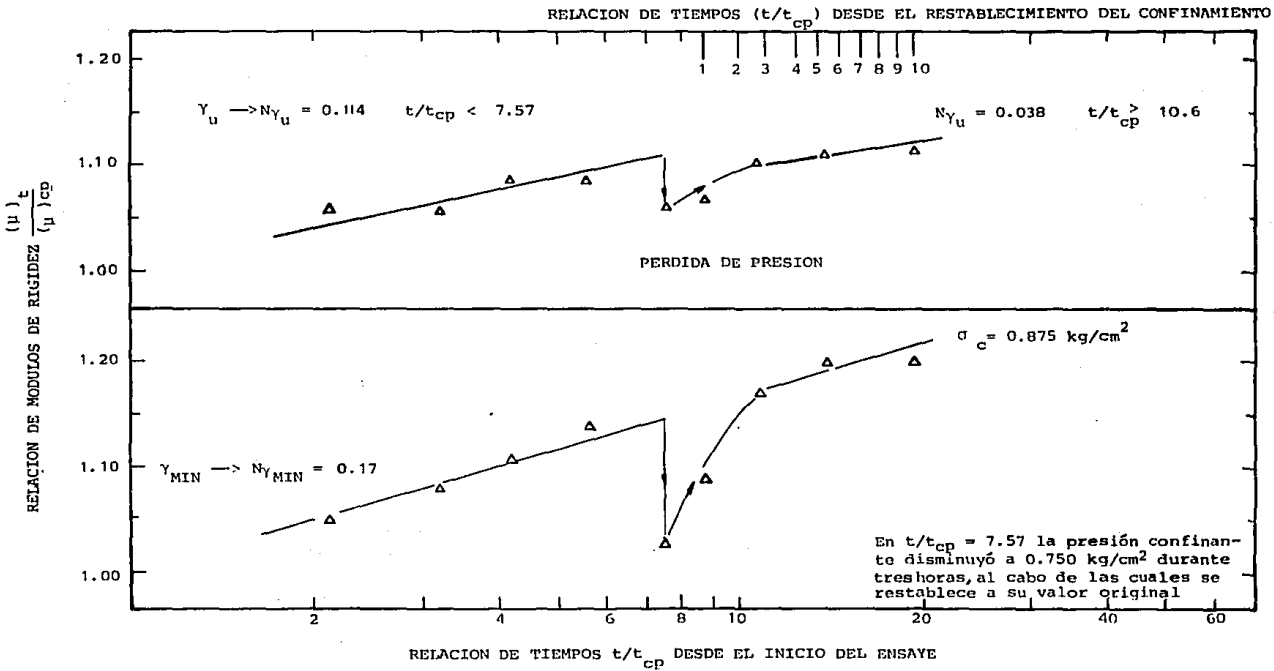


FIG. 6.22 ENSAYE T<sub>c</sub>-13 INFLUENCIA DEL TIEMPO EN LA RELACION DE MODULOS DE RIGIDEZ

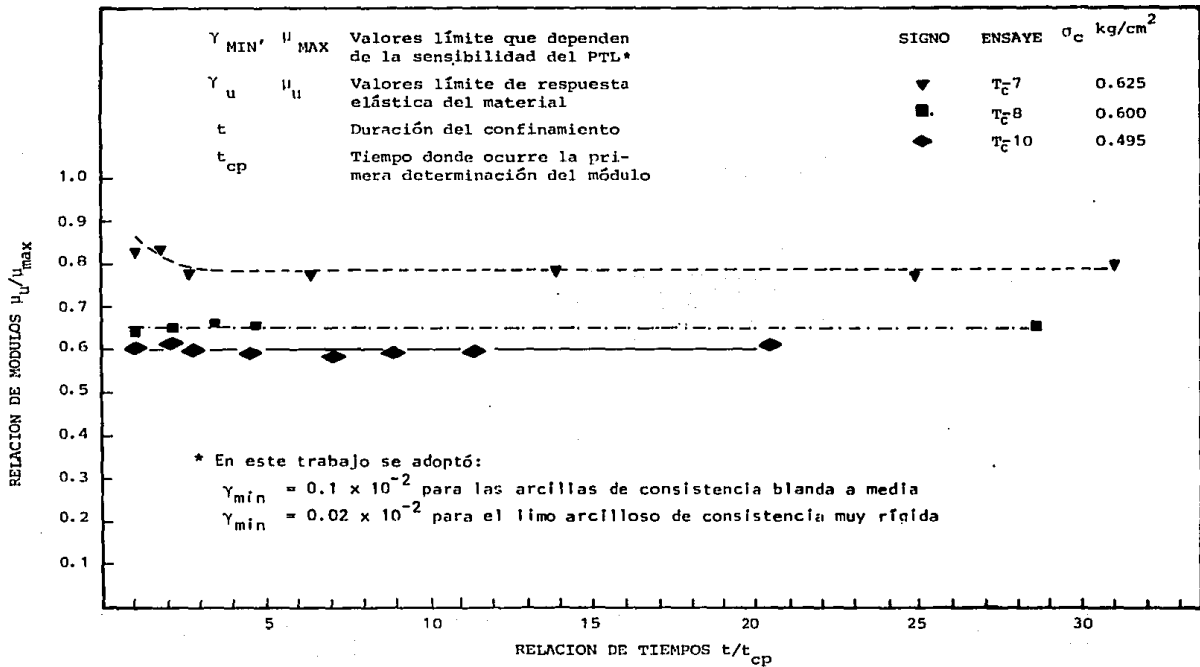


FIG. 6.23 INFLUENCIA DE LA DURACION DEL CONFINAMIENTO EN LA RELACION DE MODULOS ULTIMO A MAXIMO

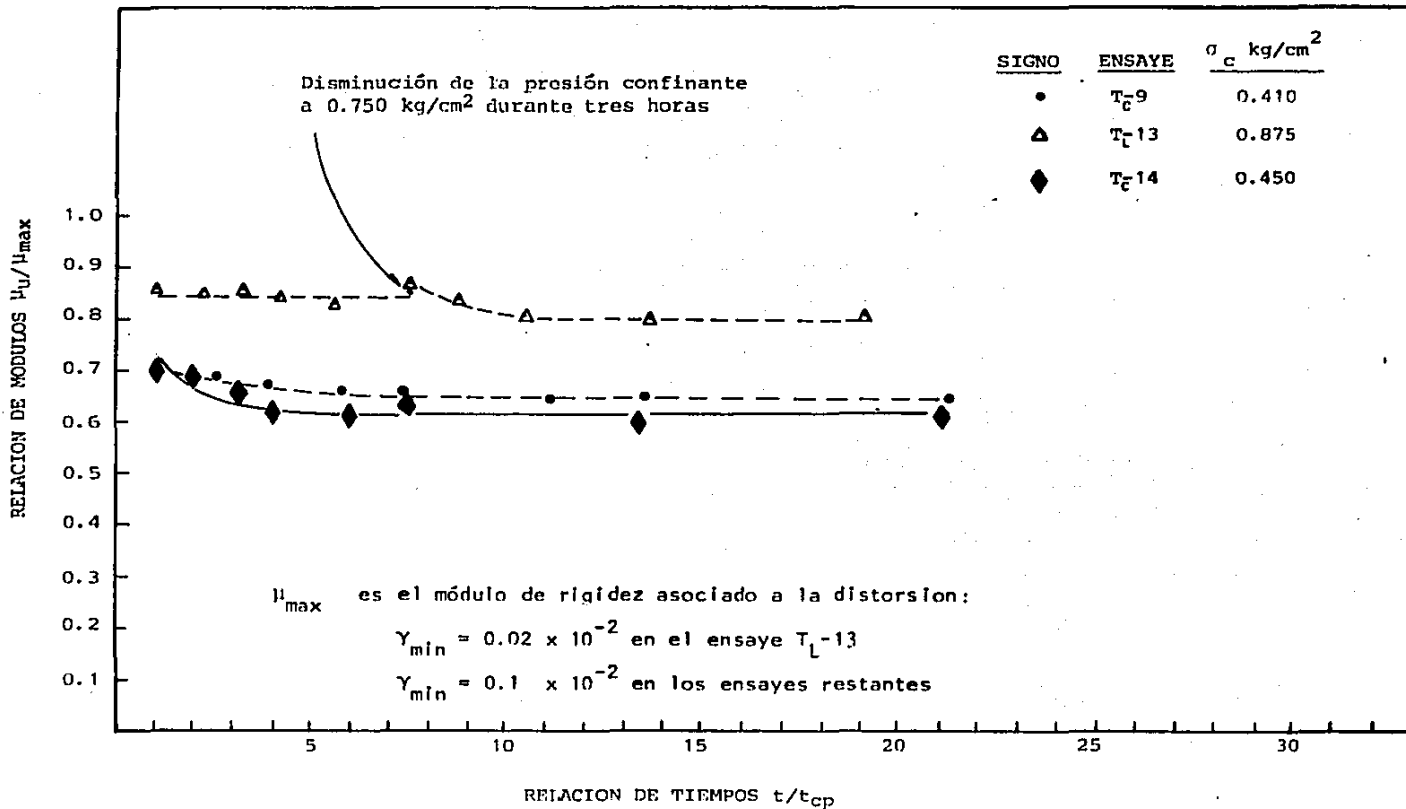


FIG. 6.24 INFLUENCIA DE LA DURACION DEL CONFINAMIENTO EN LA RELACION DE MODULOS ULTIMO A MAXIMO

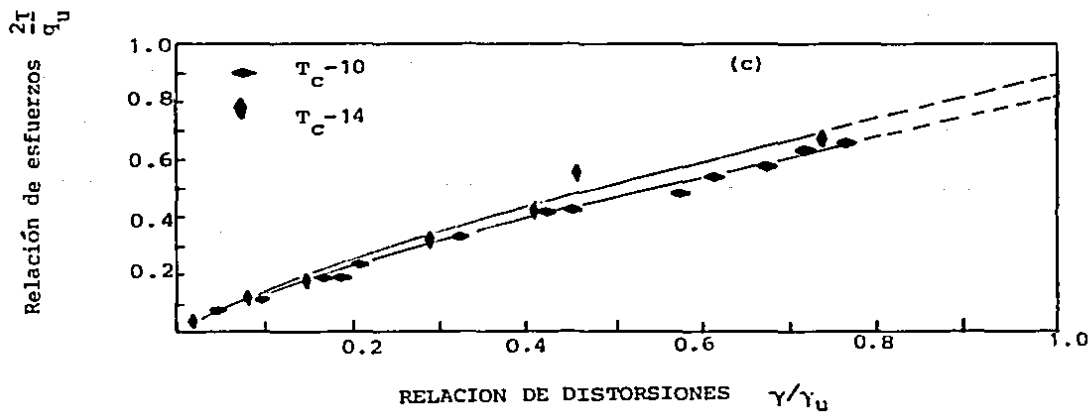
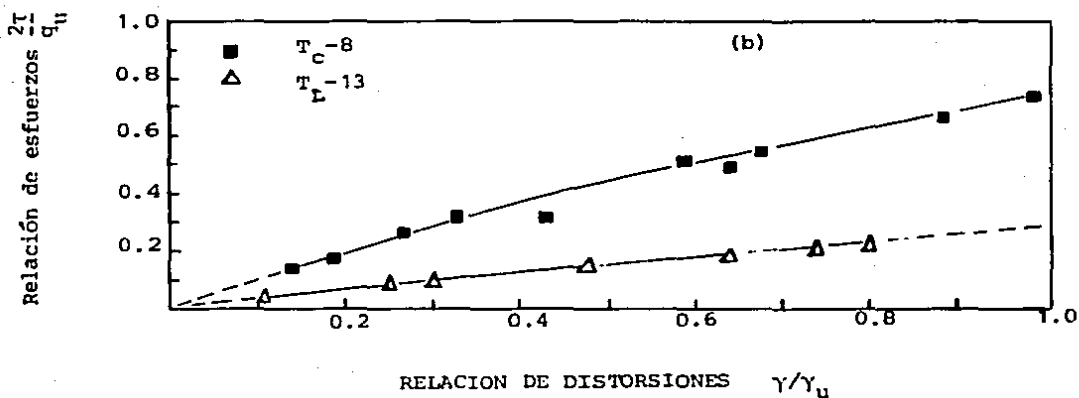
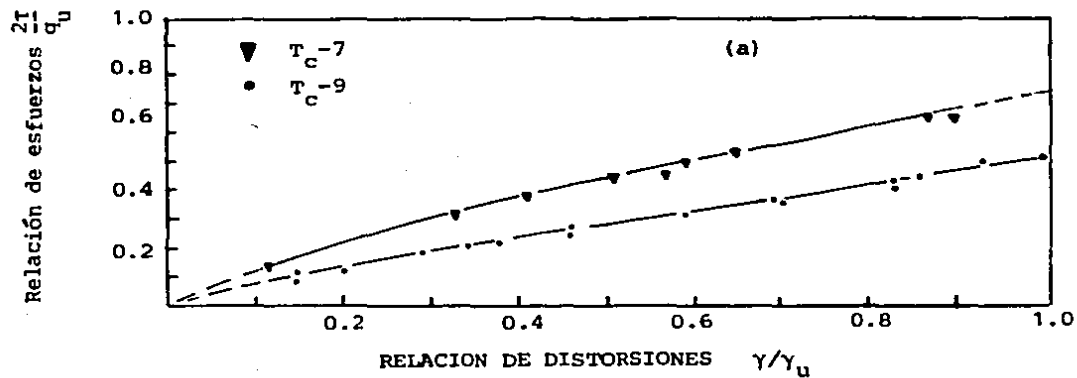


FIG. 6.25 RELACION ENTRE LA DISTORSION ANGULAR Y EL ESFUERZO CORTANTE APLICADO



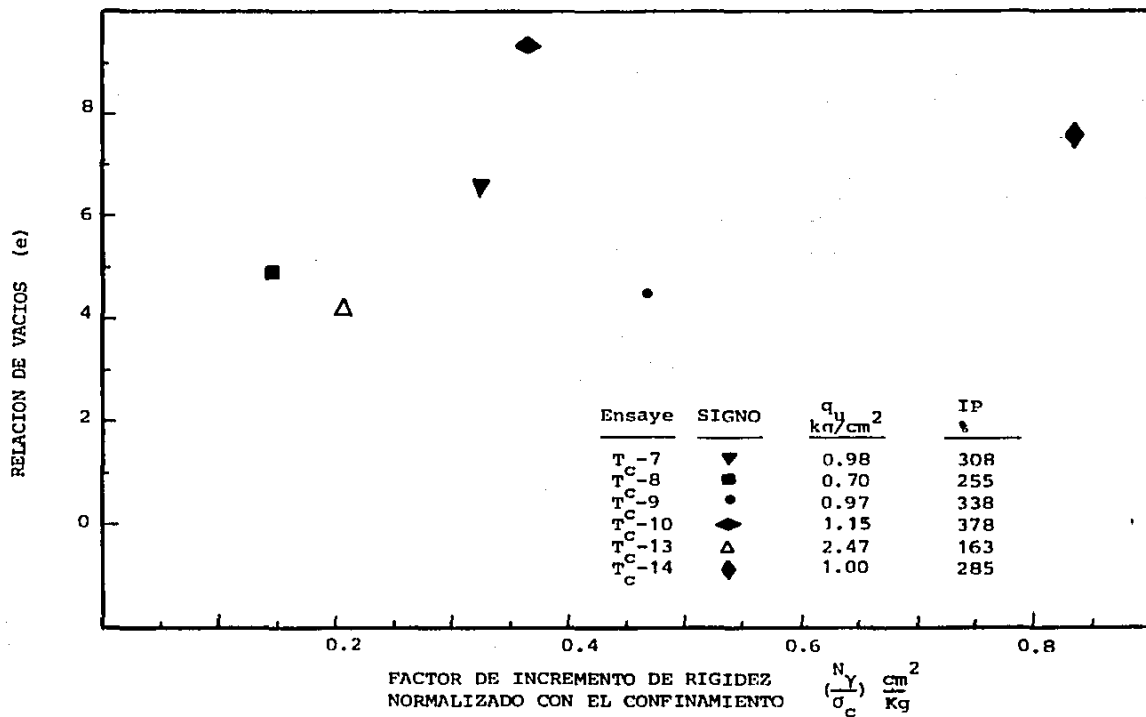


FIG. 6.26 RELACION ENTRE EL FACTOR DE INCREMENTO DE RIGIDEZ Y LA OQUEZAD

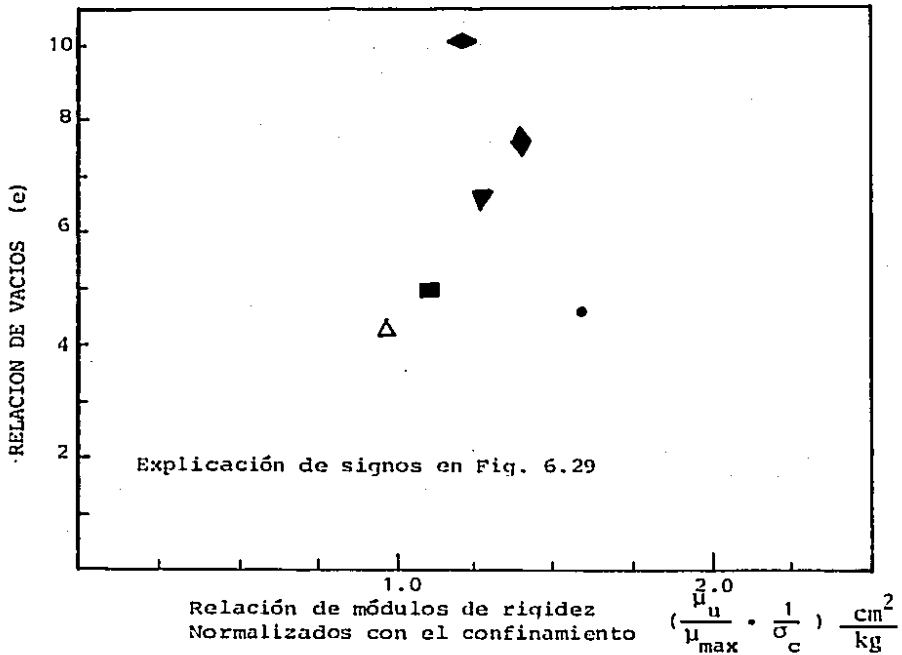


FIG. 6.27 EFECTO DE LA OQUEZAD EN LA RELACION DE MODULOS

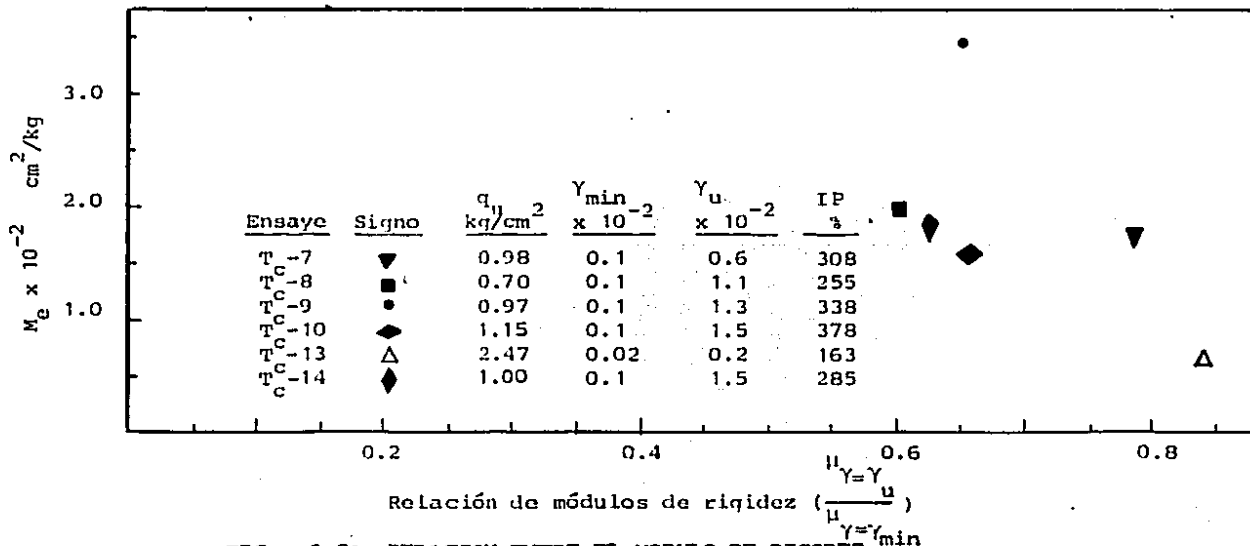


FIG. 6.28 RELACION ENTRE EL MODULO DE RIGIDEZ ULTIMO Y EL MODULO DE RESPUESTA ELASTICA

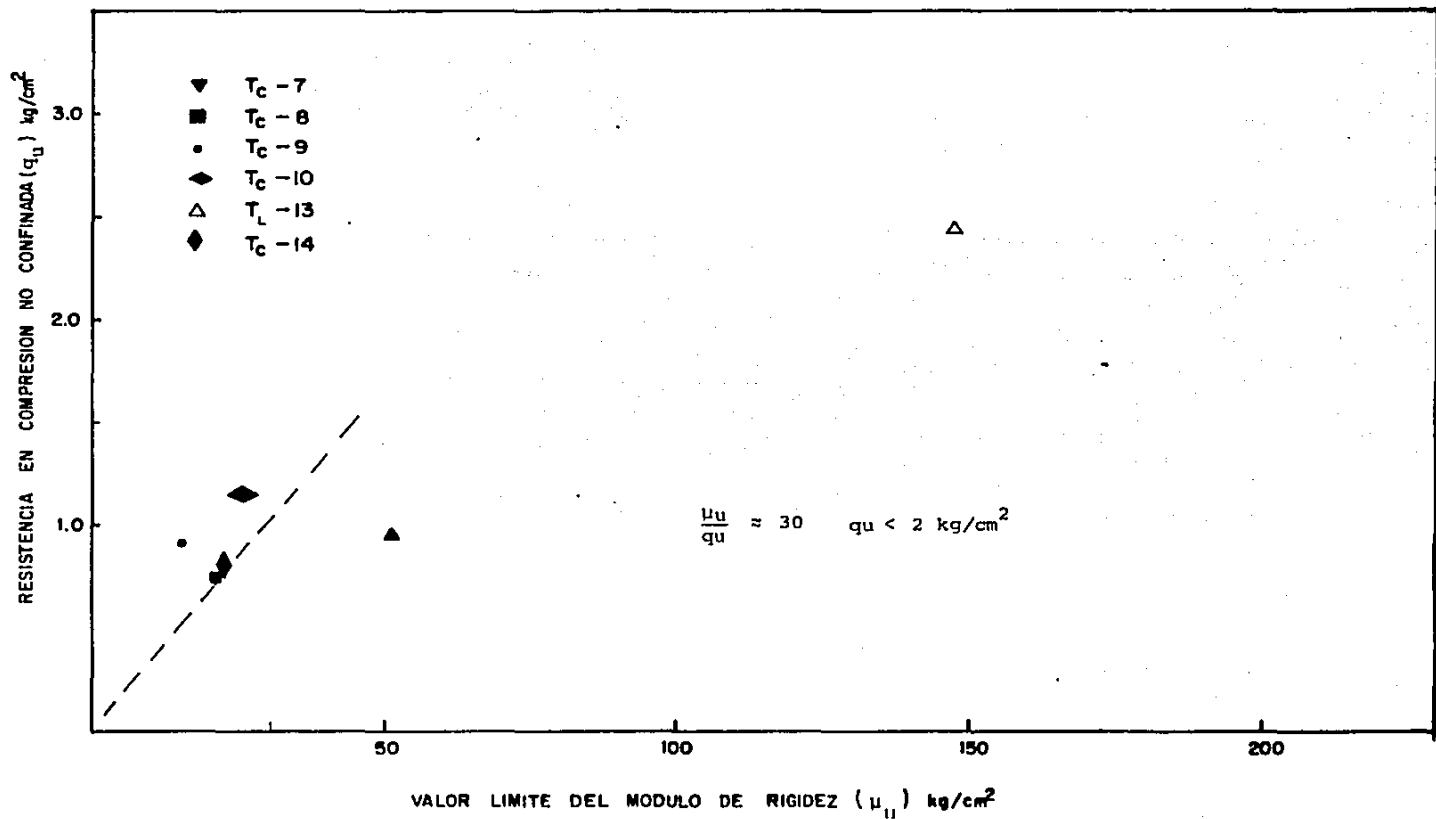


FIG. 6.29 RELACION ENTRE EL VALOR LIMITE DEL MODULO DE RIGIDEZ Y LA RESISTENCIA EN COMPRESION SIMPLE

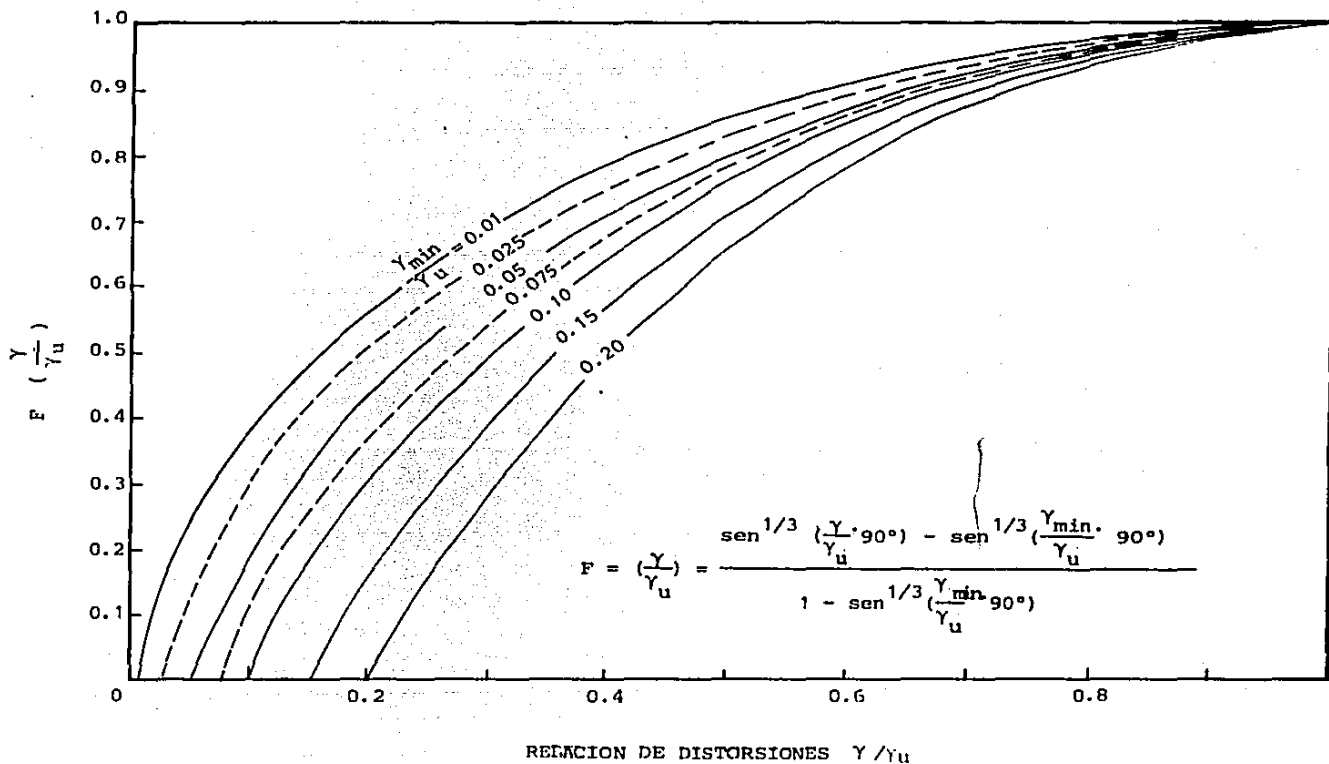
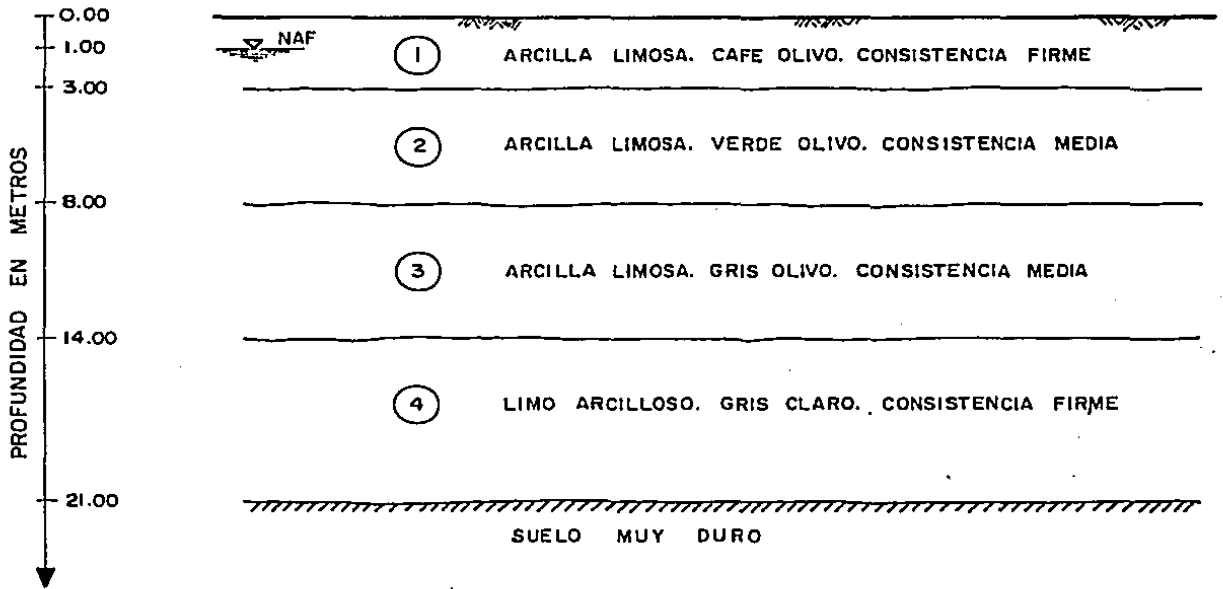


FIG. 6.30 VAJOR DE LA FUNCION  $F\left(\frac{Y}{Y_u}\right)$

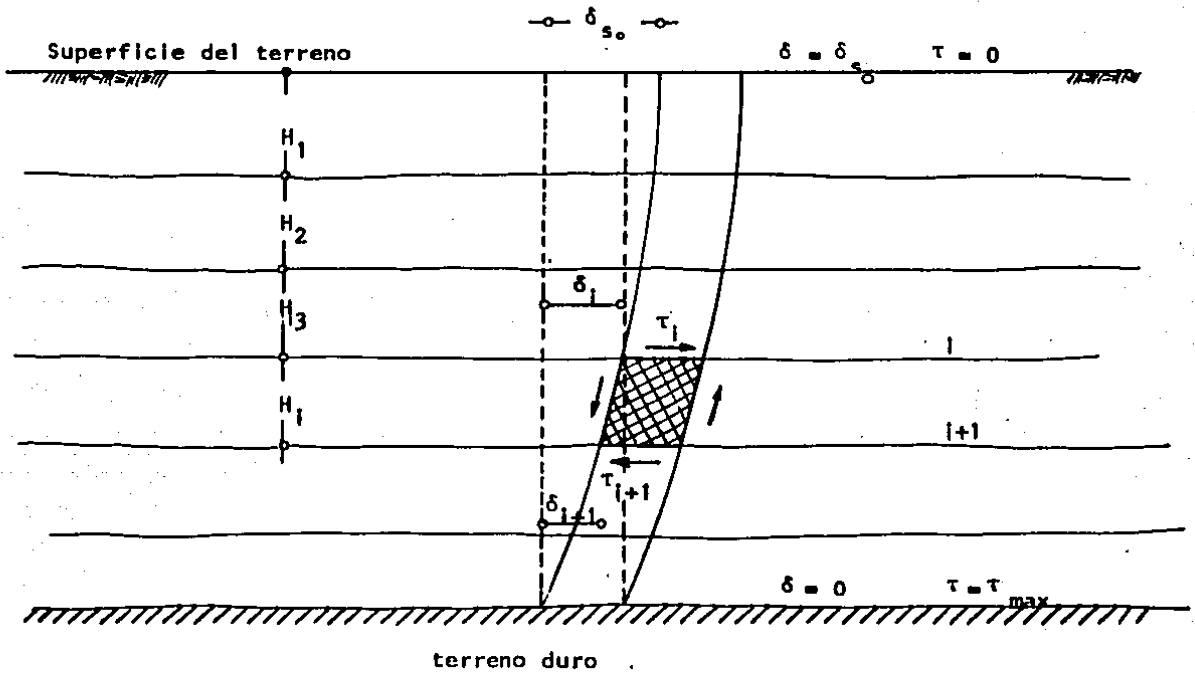
$$a_m = 100 \text{ cm/seg}^2$$



ESTRATO	PROFUNDIDAD Z m	ESPESOR H m	$\bar{\gamma}_m$ t/m <sup>3</sup>	$\bar{\omega}$ %	$\bar{S}_e$	RELACION $\mu - \gamma$ EN FIG.
1	3.00	3.00	1.260	187	2.500	8.3
2		5.00	1.191	264	2.412	8.4
3	8.00	6.00	1.215	230	2.373	8.5
4	14.00	7.00	1.283	160	2.306	8.6
	21.00					

FIG. 8.1 EJEMPLO  
PERFIL DE SUELOS Y CARACTERISTICAS DE LOS ESTRATOS

$$\delta_{s_0} = a_m \left( \frac{2\pi}{T_s} \right)^2$$



Esfuerzo cortante promedio en el elemento  $i$

$$\tau = \frac{\tau_i + \tau_{i+1}}{2}$$

Distorsión angular en el elemento  $i$

$$\psi = \frac{\delta_i - \delta_{i+1}}{H_i}$$

$a_m$  es la aceleración asignada a la superficie del terreno

$T_s$  es el período de vibración del depósito

FIG. 8.2 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN ESTRATOS DEL SUBSUELO (Según Zeevaert 1982)

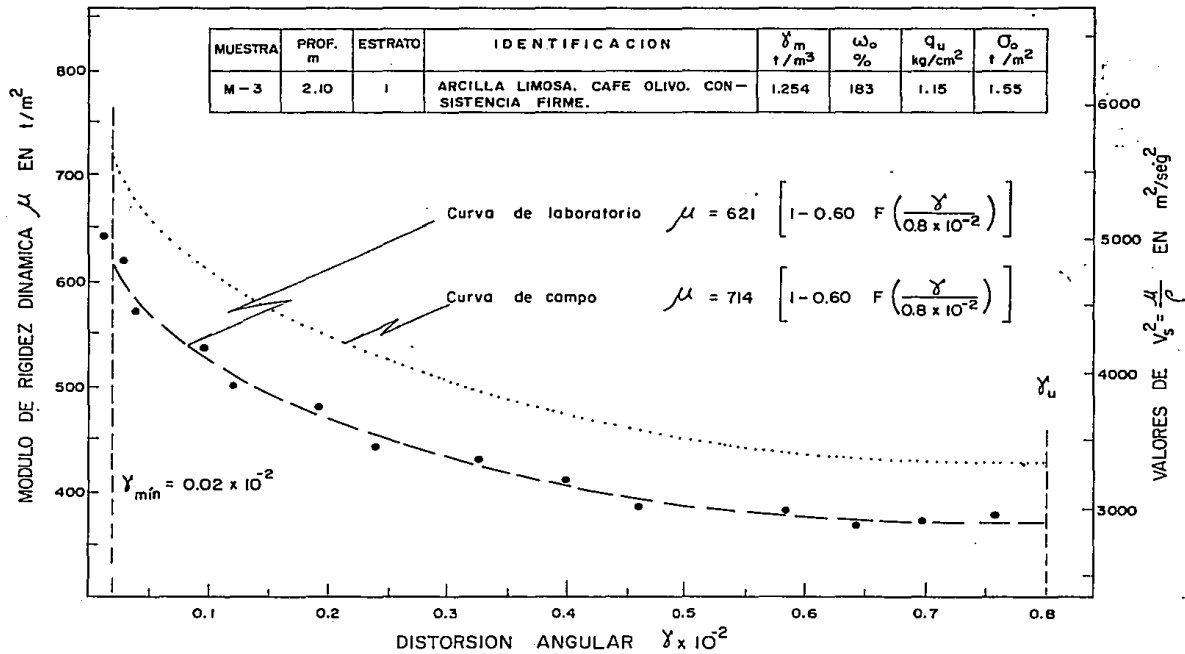


FIG. 83 ESTRATO 1  
MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA Y DISTORSION ANGULAR

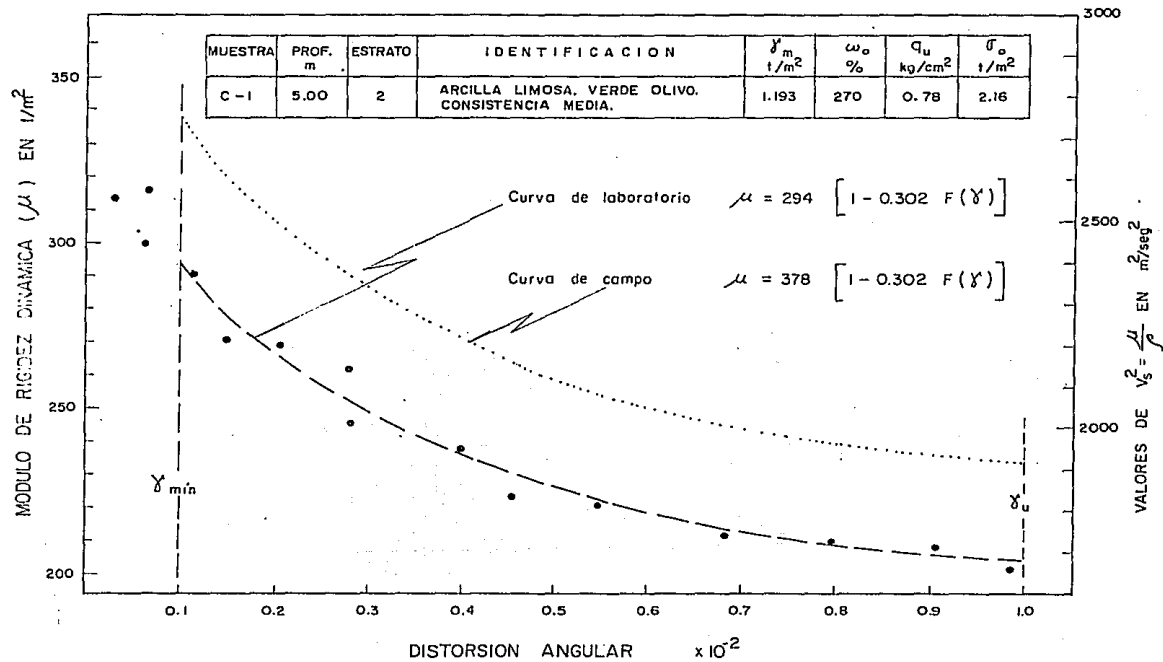


FIG. 8.4 ESTRATO 2  
MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA Y DISTORSION ANGULAR



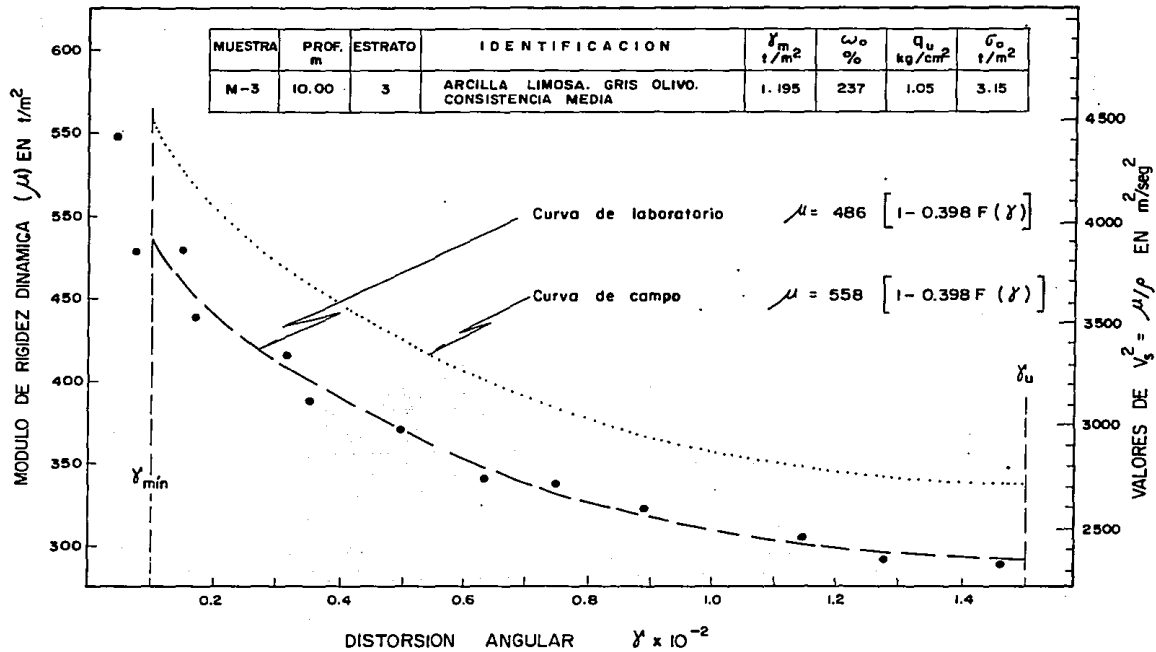


FIG 8.5 ESTRATO 3  
MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA Y DISTORSION ANGULAR

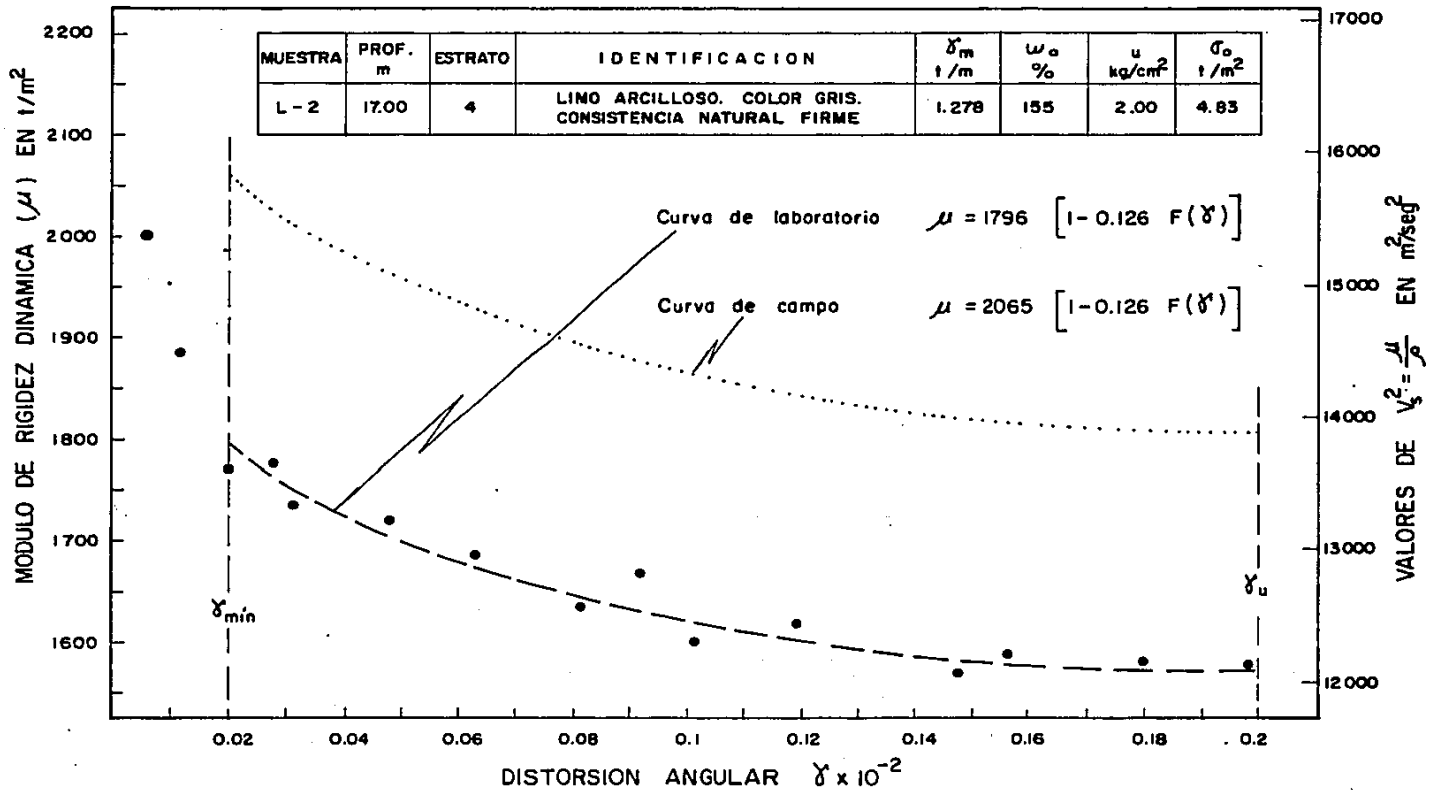


FIG. 8.6 ESTRATO 4  
MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA Y DISTORSION ANGULAR

**ANEXO 1. INFORMACIÓN OBTENIDA EN EL PENDULO DE TORSION  
LIBRE.**

Los datos obtenidos de los ensayos en el péndulo de torsión libre (PTL) fueron procesados conformes a lo expuesto en capítulo 3.

La influencia de la distorsión angular en el módulo de rigidez dinámica se presenta en las figuras A1.1 a A.1.46

La altura del espécimen en cualquier momento de la prueba se calcula fácilmente a partir de las graficas contenidas

en este Anexo. Los diámetros correspondientes se consideran iguales al inicial, la comparación con el diámetro final observado al término de la prueba indica que el error cometido no tiene consecuencia en los cálculos.

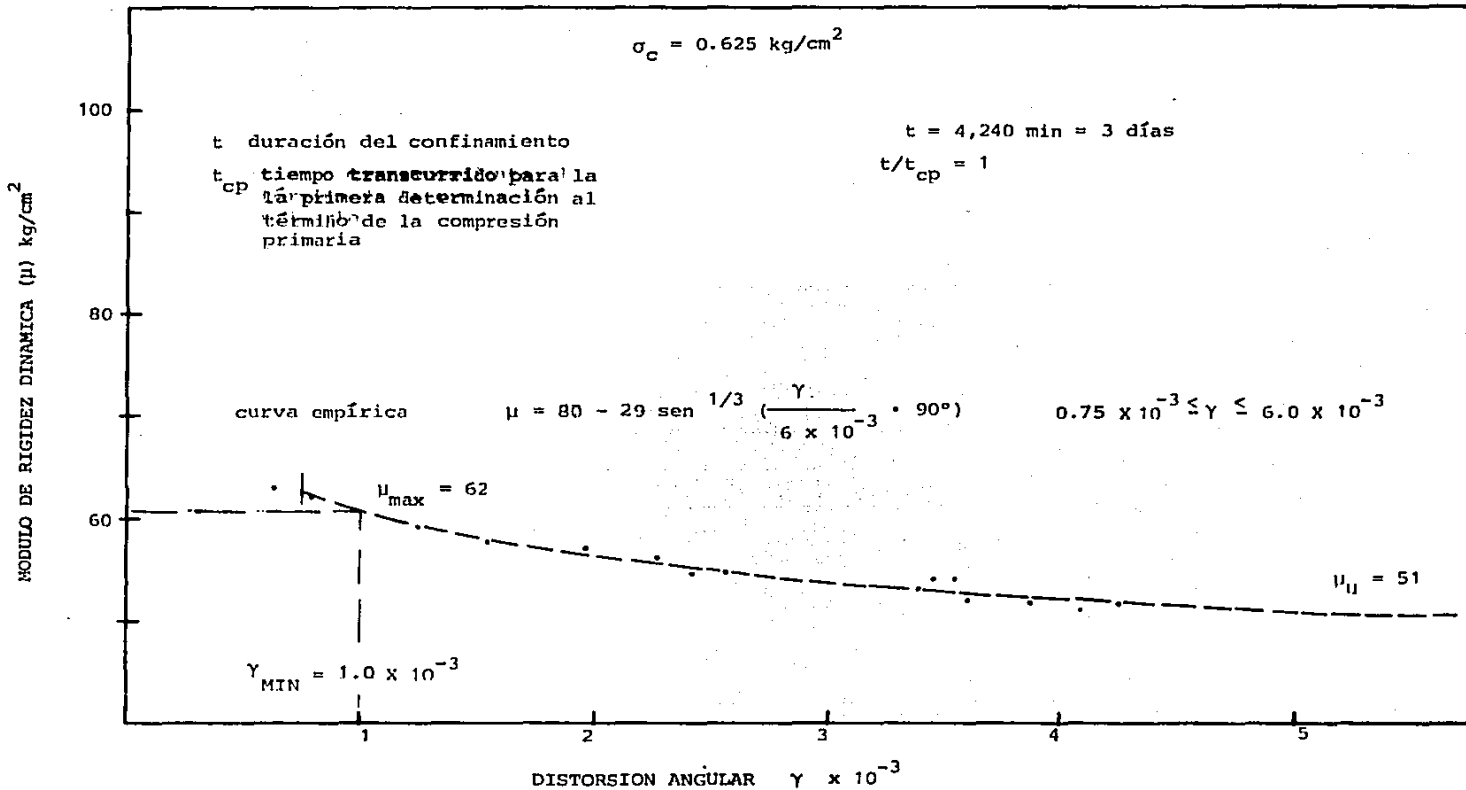


FIG. A. 1.1 ENSAYE T<sub>7</sub>-7. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

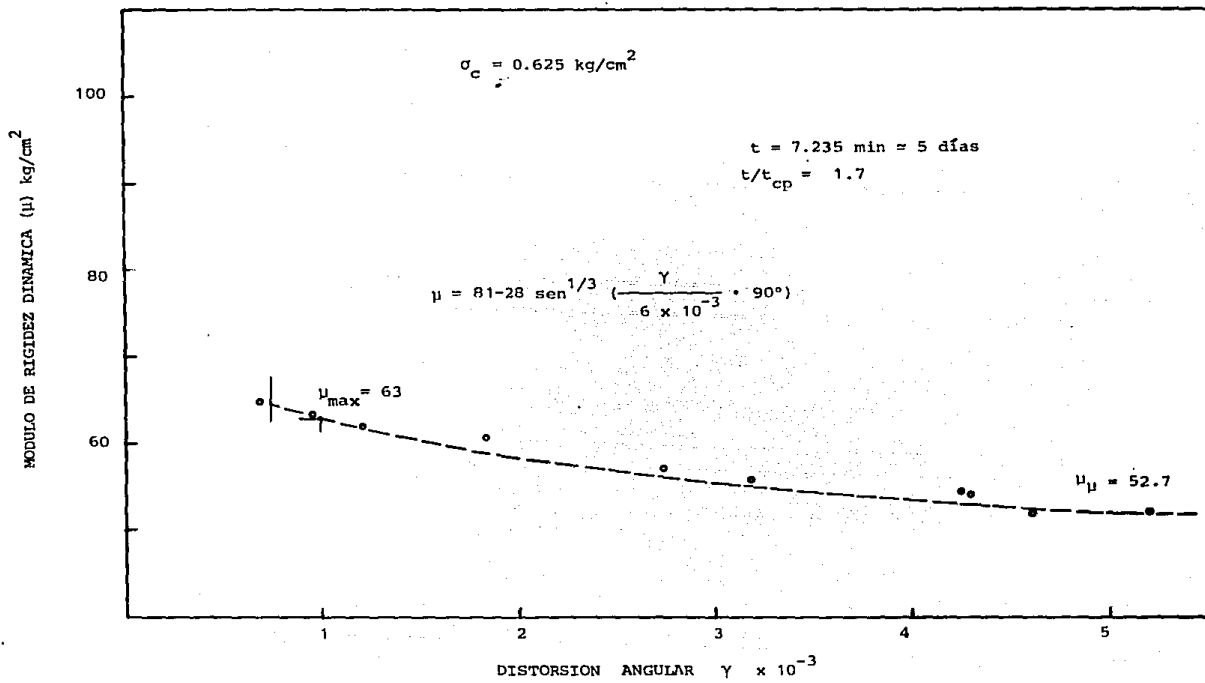


FIG. A.1.2. ENSAYE T<sub>c</sub>-7. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

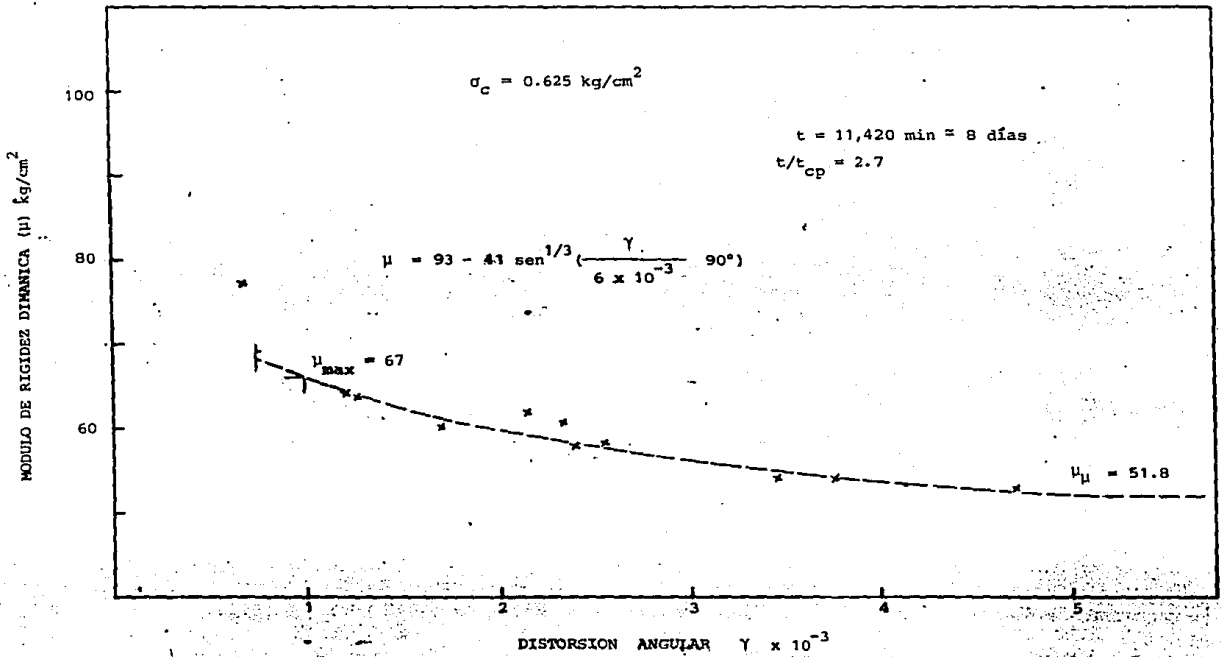


FIG. A.1.3. ENSAYE T<sub>c</sub>-7. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

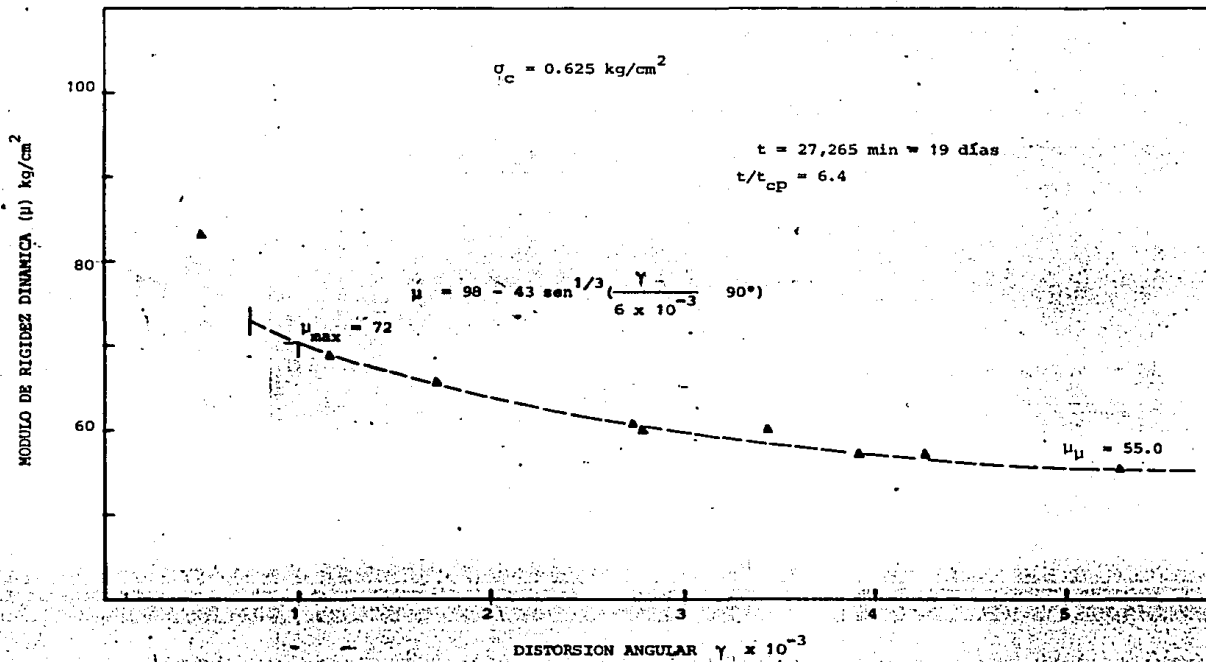


FIG. A.1.4. ENSAYE 7-7. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ



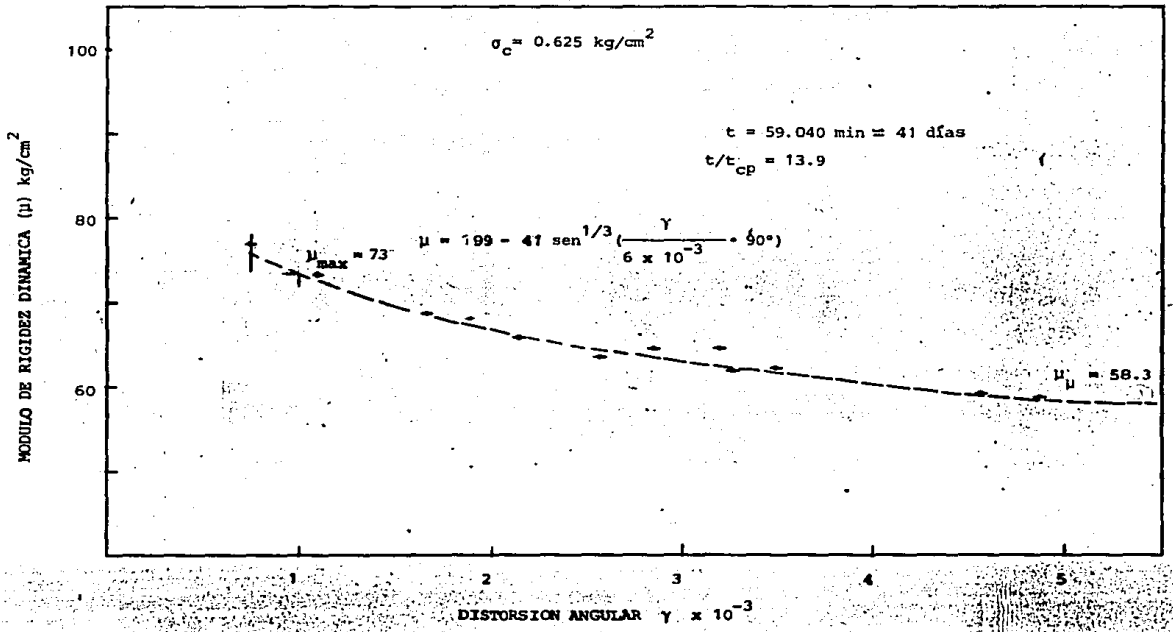


FIG. A.1.5. ENSAYE T-7. EFECTO DE LA DISTORSIÓN ANGULAR EN EL MÓDULO DE RIGIDEZ

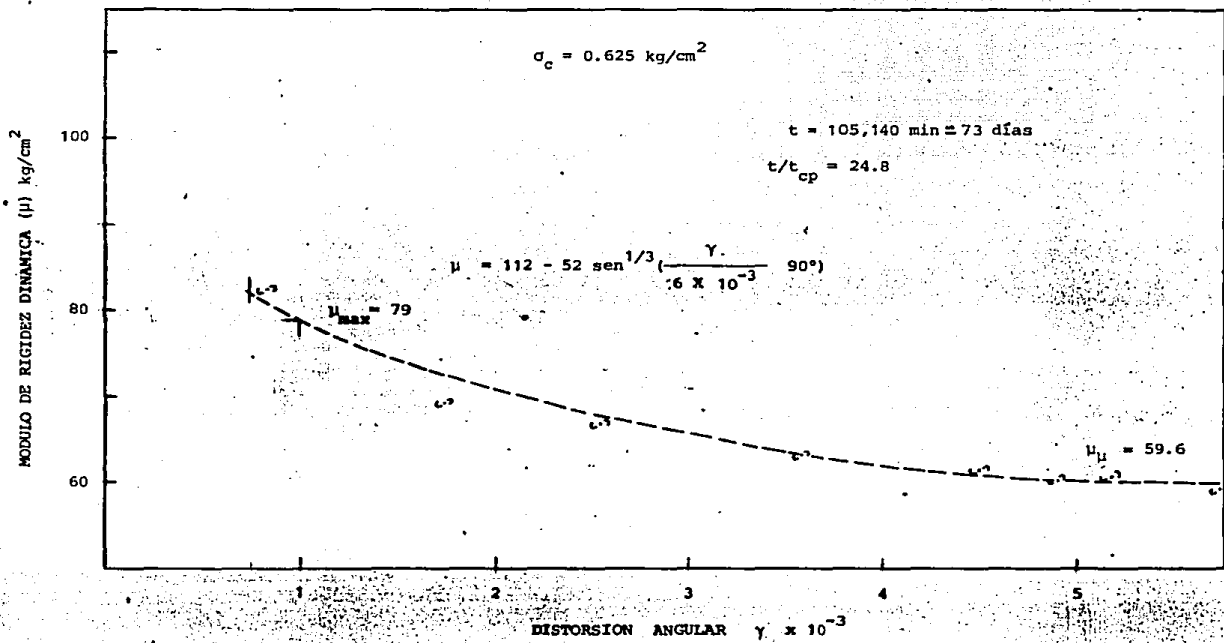


FIG. A.1.6. ENSAYE T<sub>7</sub>. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MÓDULO DE RIGIDEZ

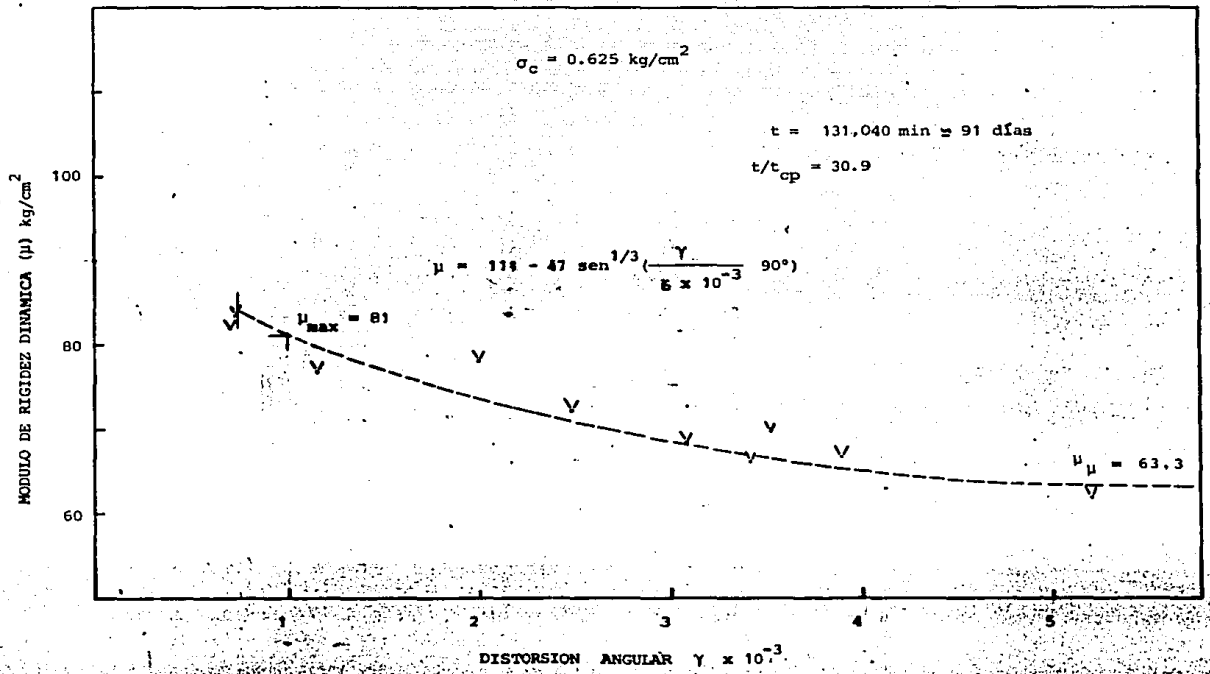


FIG. A.1.7. ENSAYE T-7. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

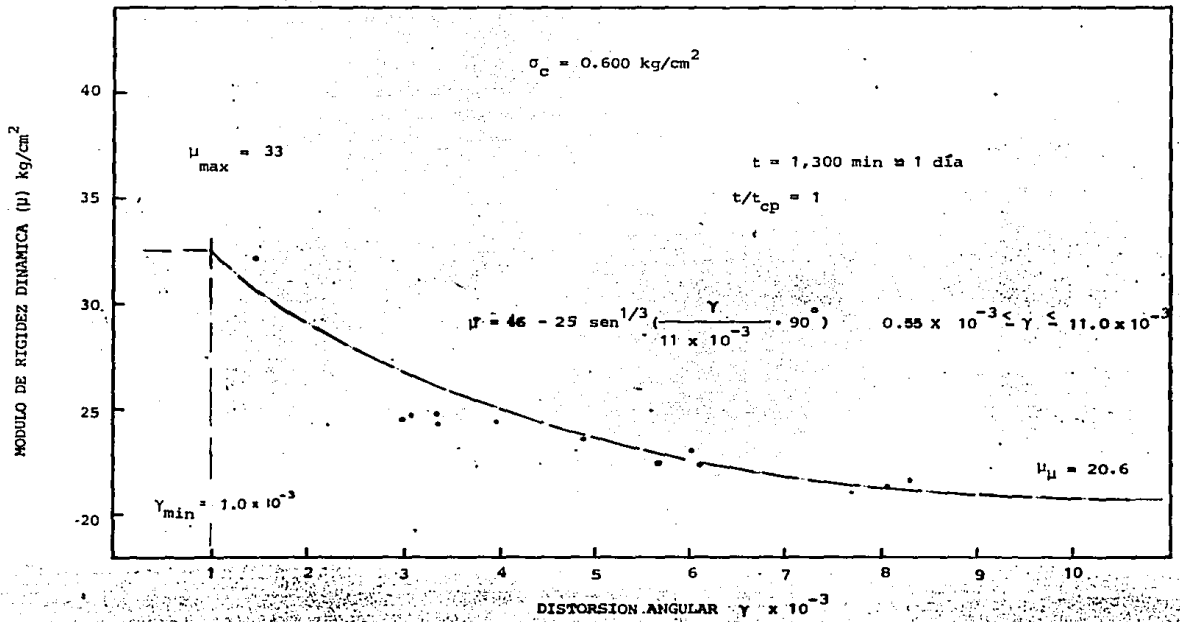


FIG. A.1.8. ENSAYE T-8. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

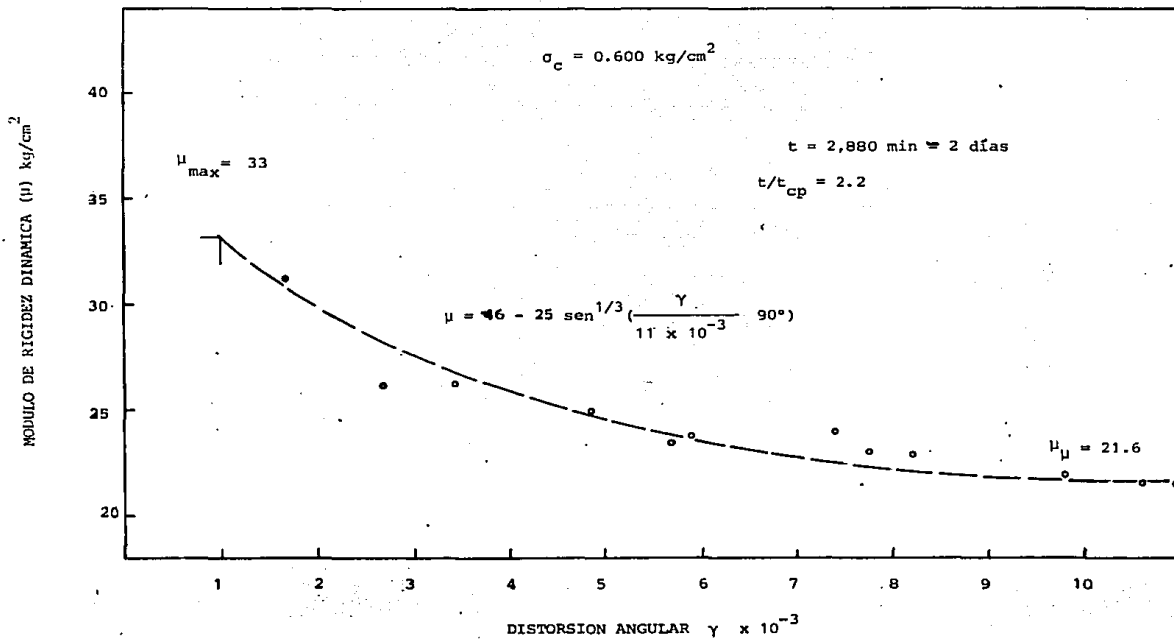


FIG. A.1.9. ENSAYE T-8. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

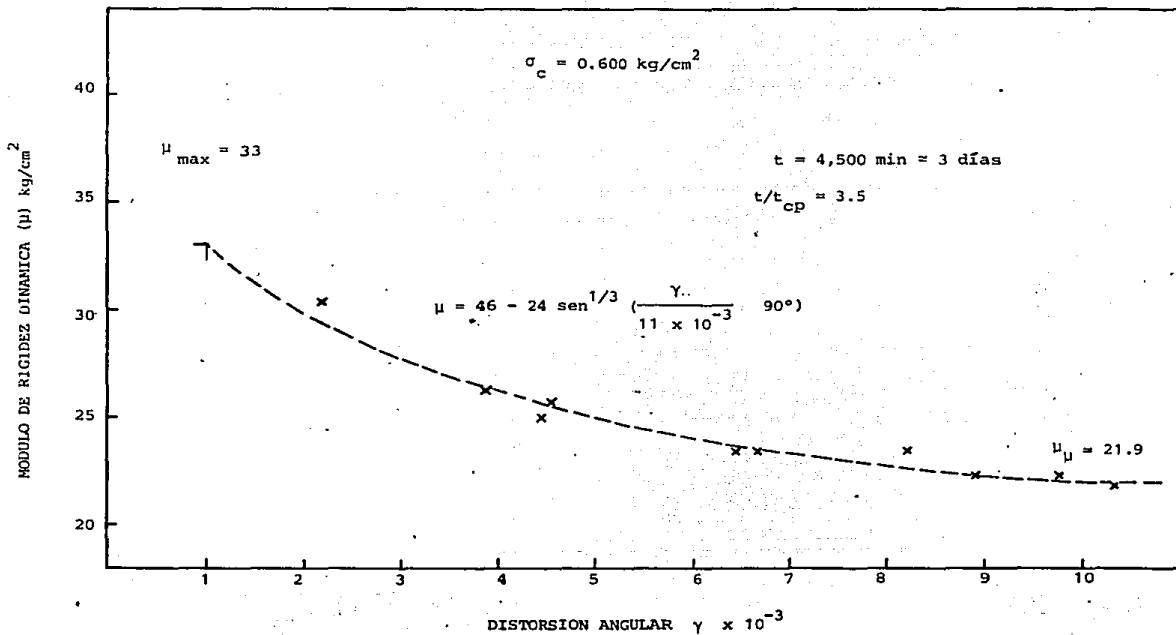


FIG. A.1.10 ENSAYE T<sub>8</sub>. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

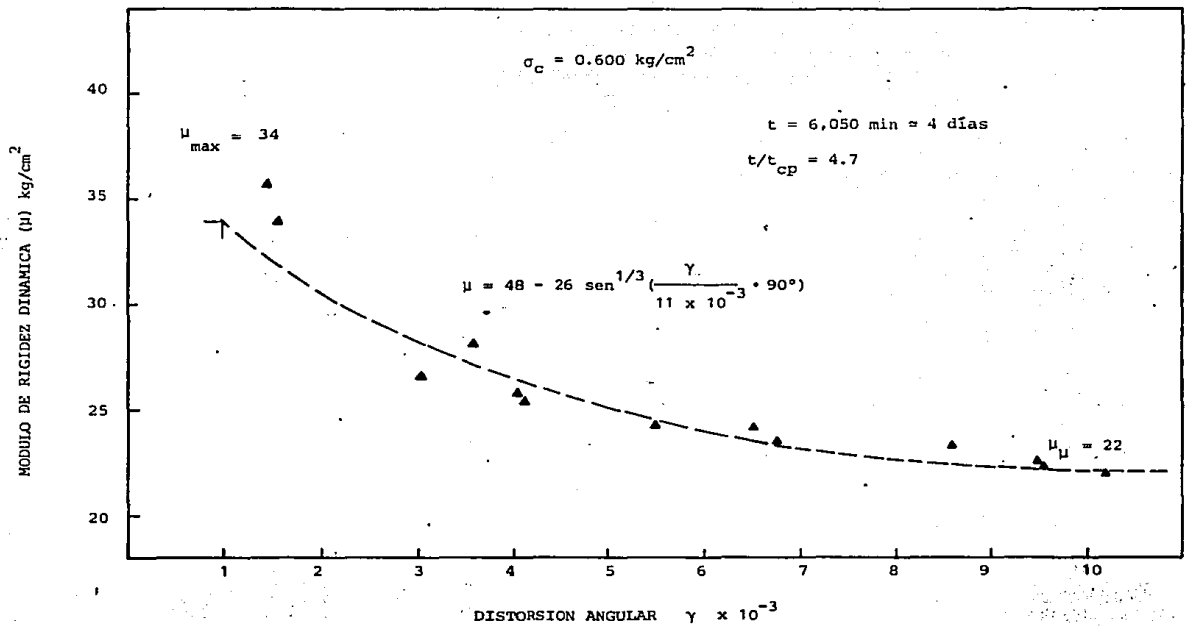


FIG. A.1.11. ENSAYE T<sub>c</sub>8. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

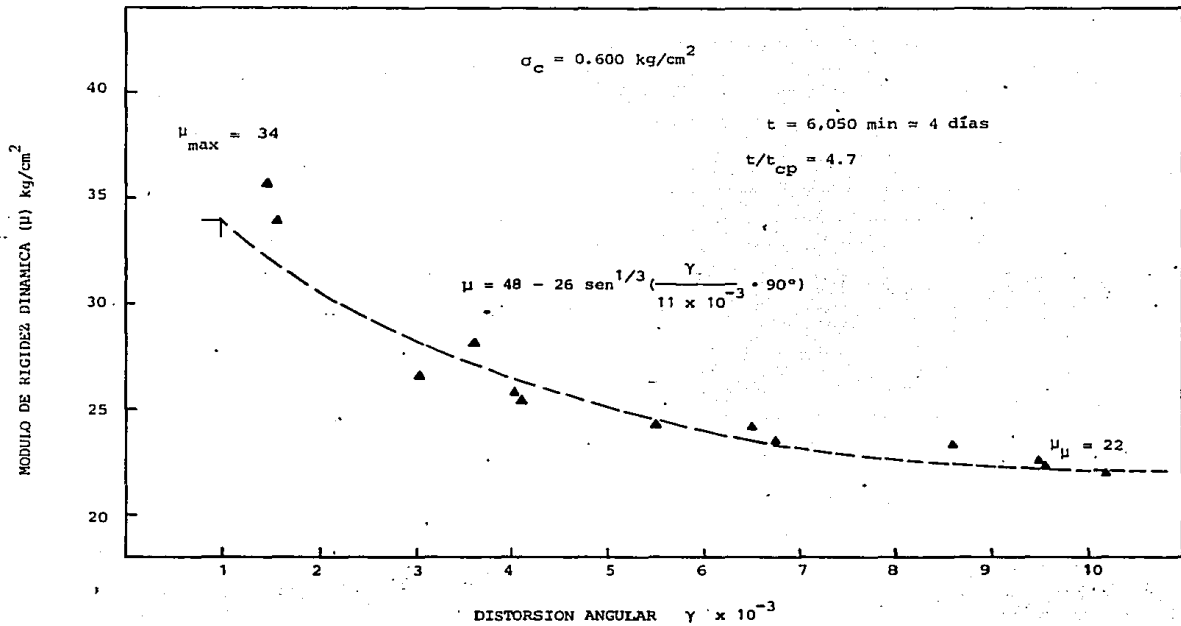


FIG. A.1.11. ENSAYE T-8. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ



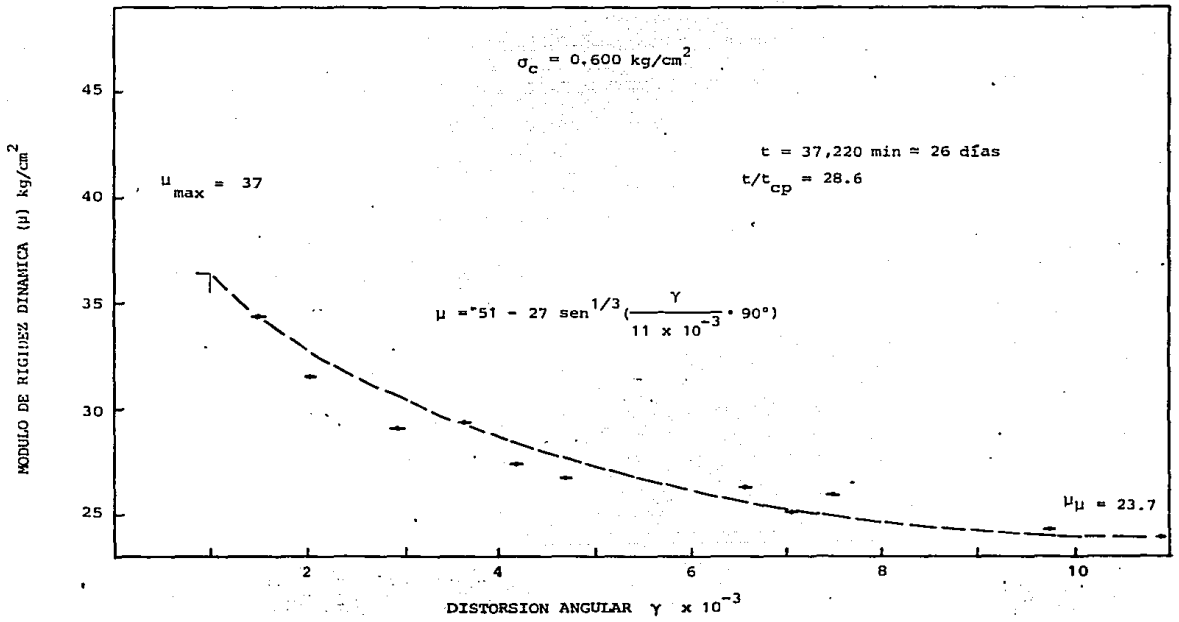


FIG. A.1.12 ENSAYE T<sub>8</sub>. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

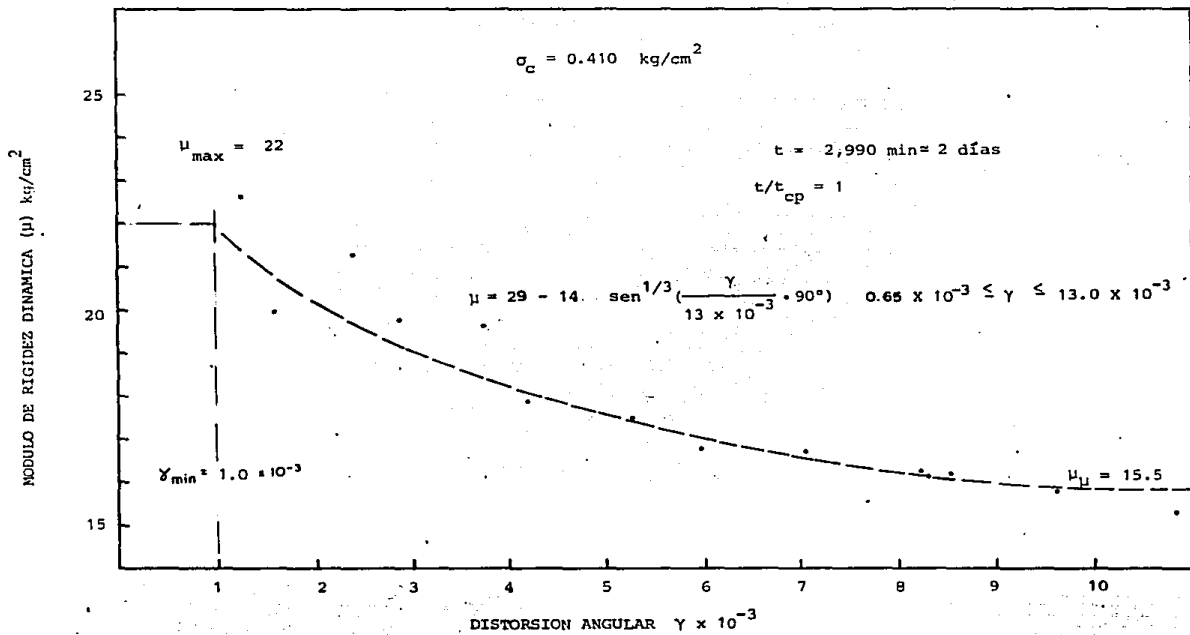


FIG. A.1.13 ENSAYE T<sub>c</sub>-9. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

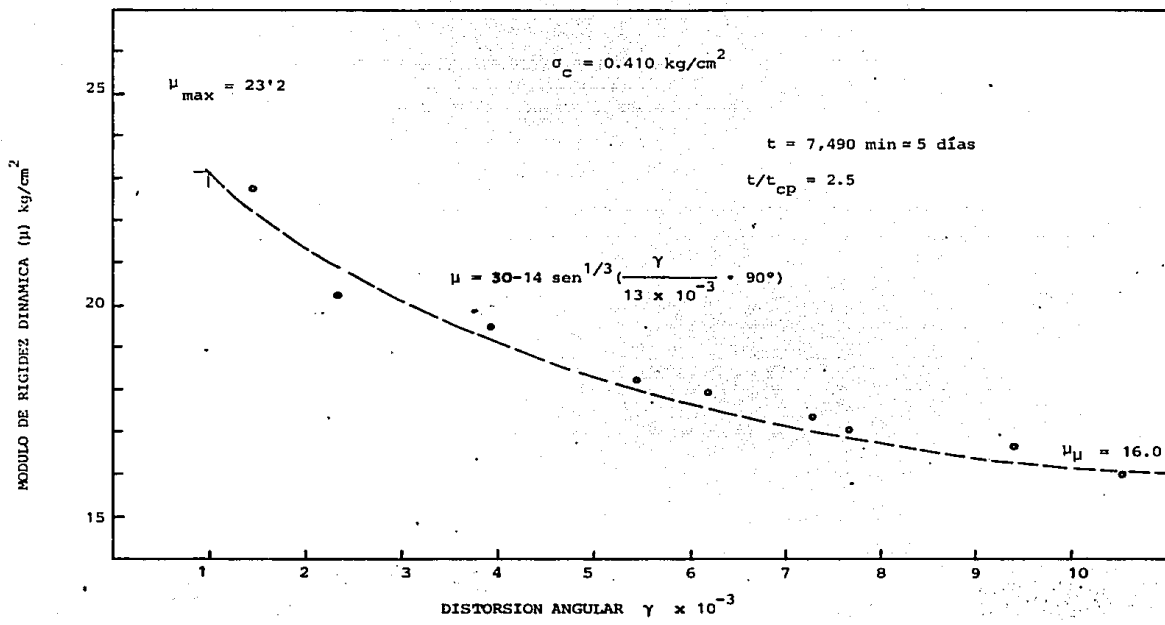


FIG. A.1.14. ENSAYE T<sub>c</sub>-9. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

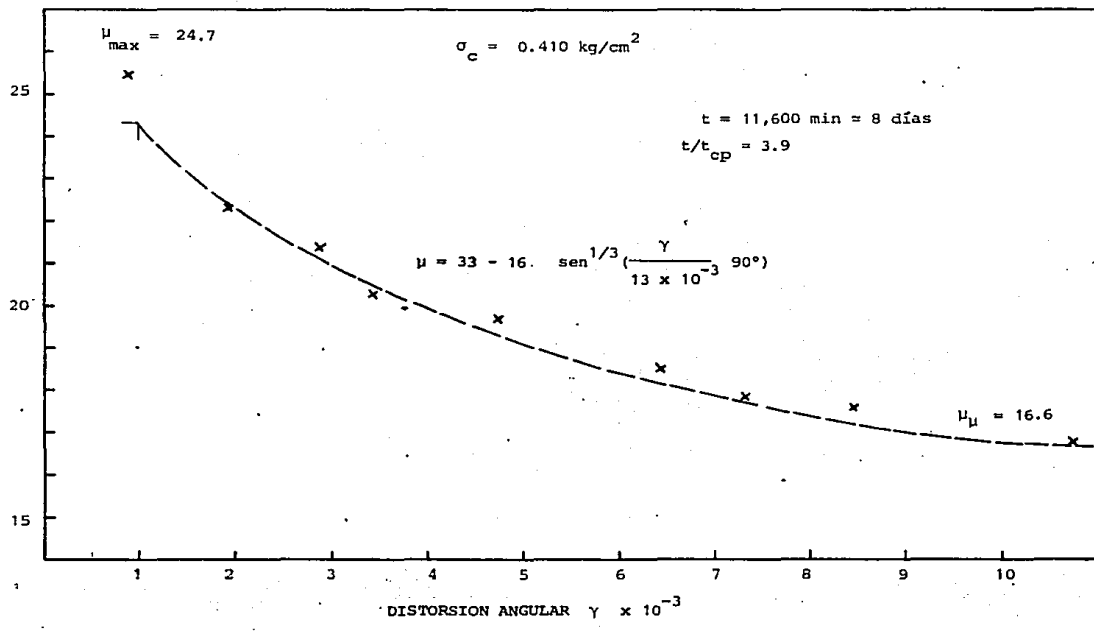


FIG. A.1.15 ENSAYE T-9. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

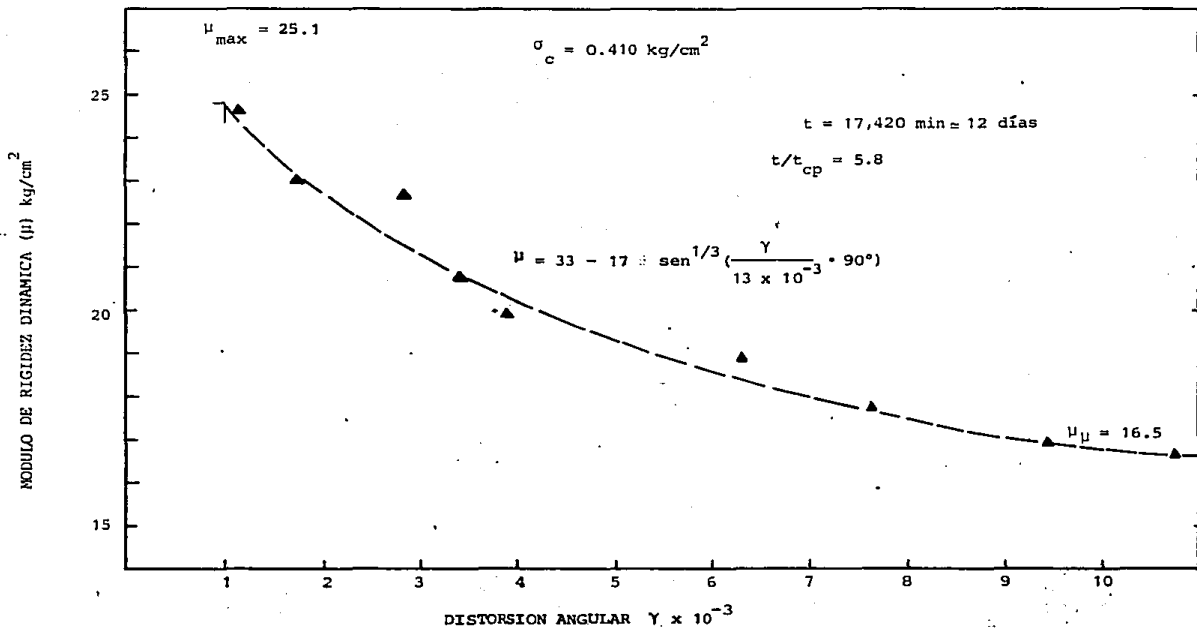


FIG. A.1.16 ENSAYE T-9. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

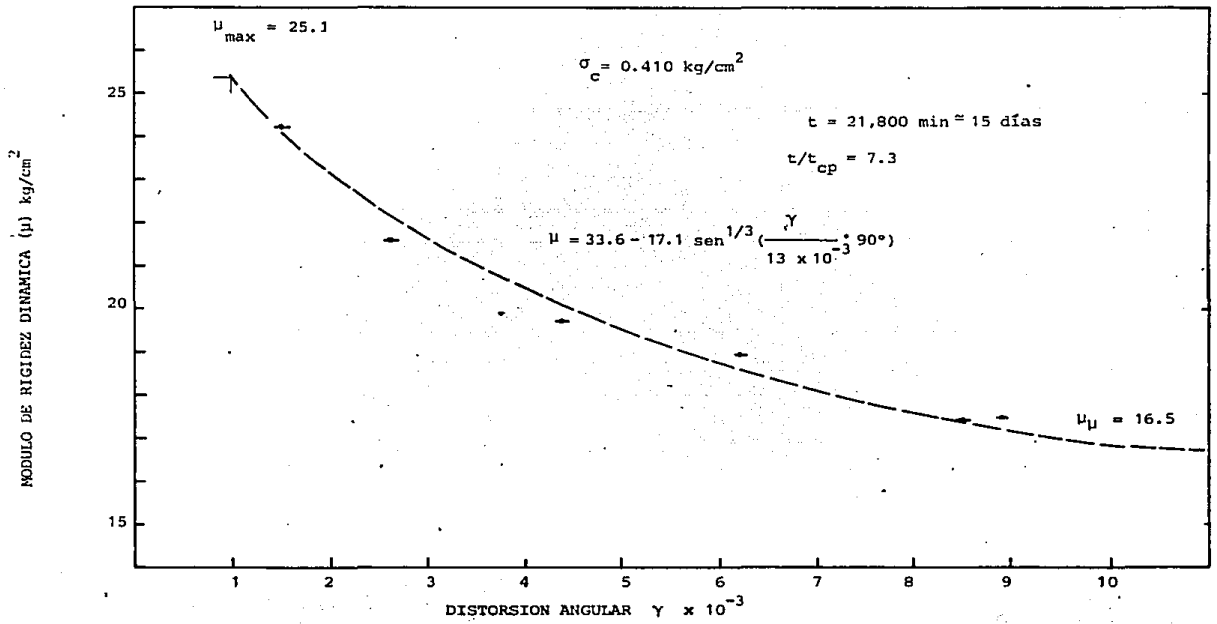


FIG. A.1.17 ENSAYE T<sub>2</sub>-9. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

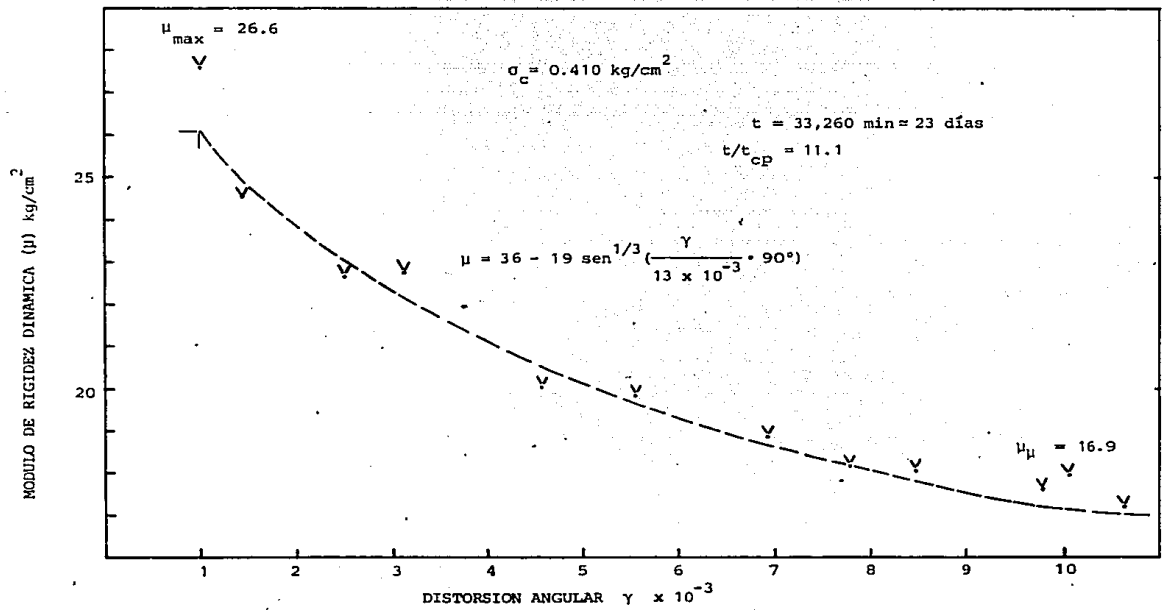


FIG. A.1.18 ENSAYE T-9. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

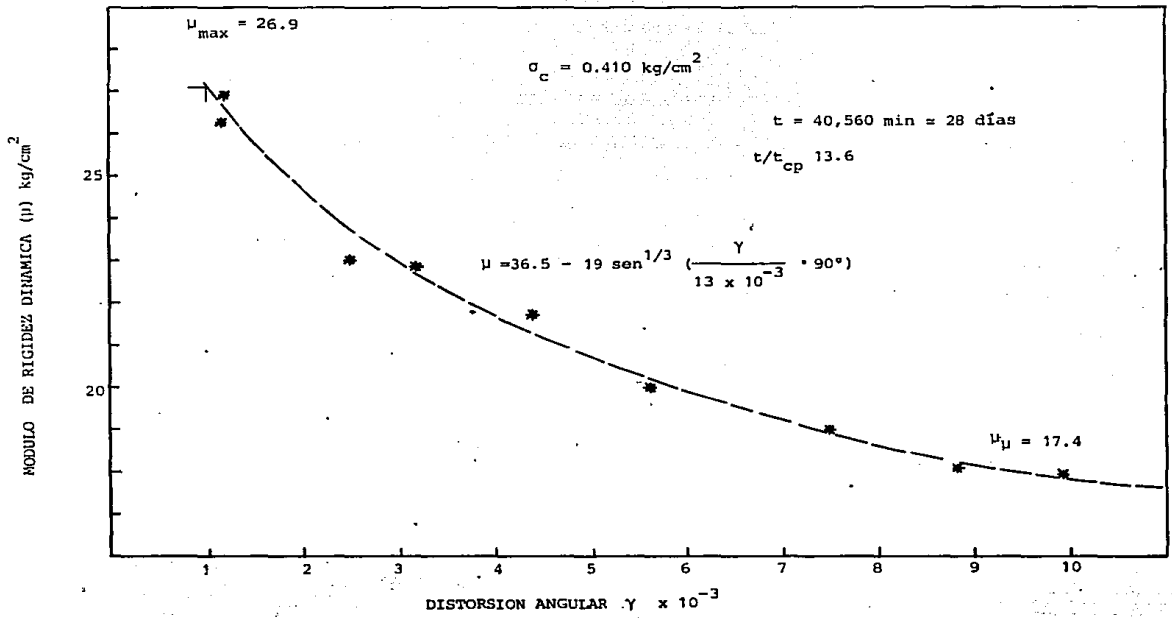


FIG. A.1.19 ENSAYE T<sub>c</sub>-9. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ



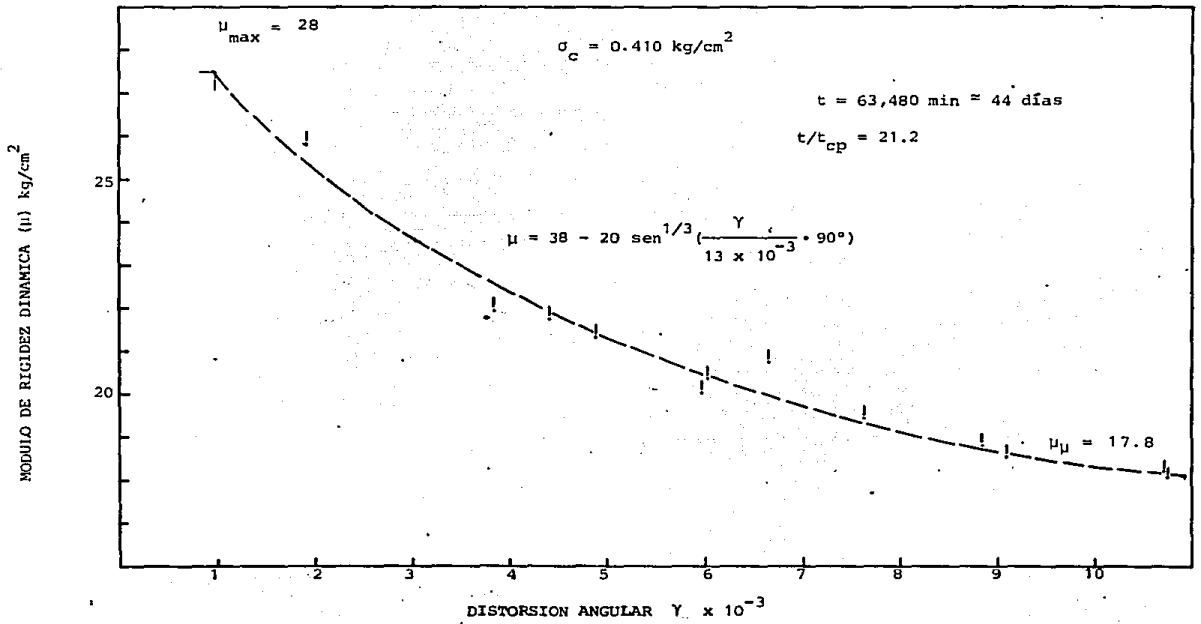


FIG. A.1.20 ENSAYE T-9. EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

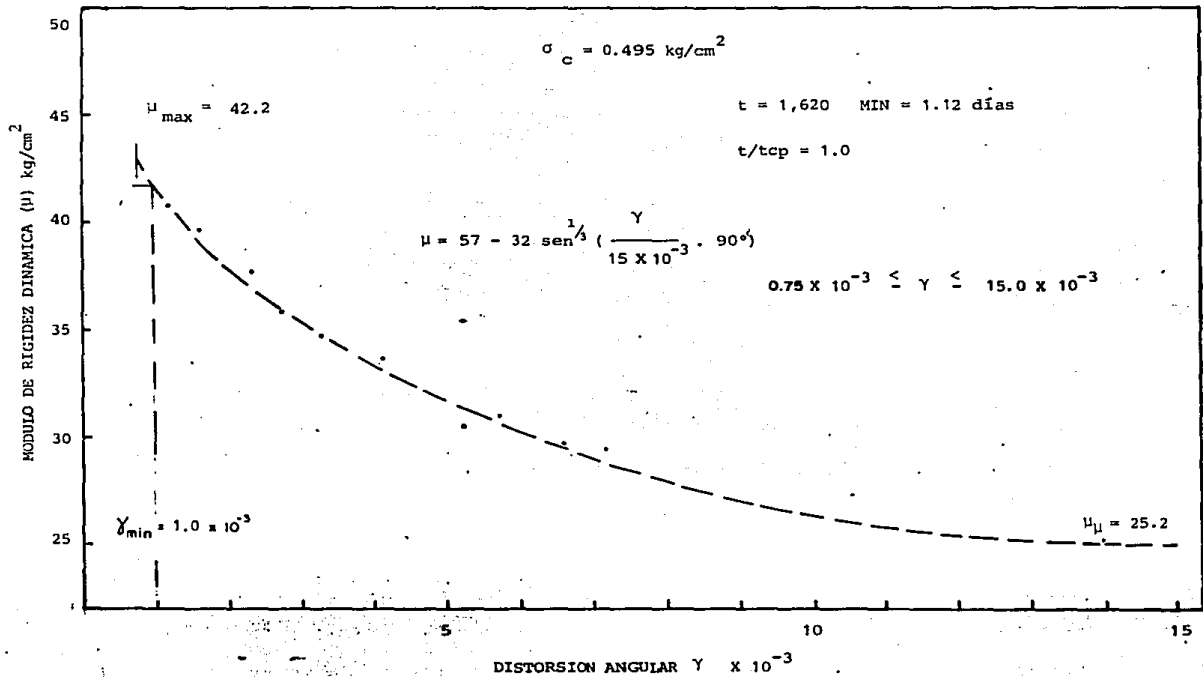


FIG. A1.21 ENSAYE T-10 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MÓDULO DE RIGIDEZ

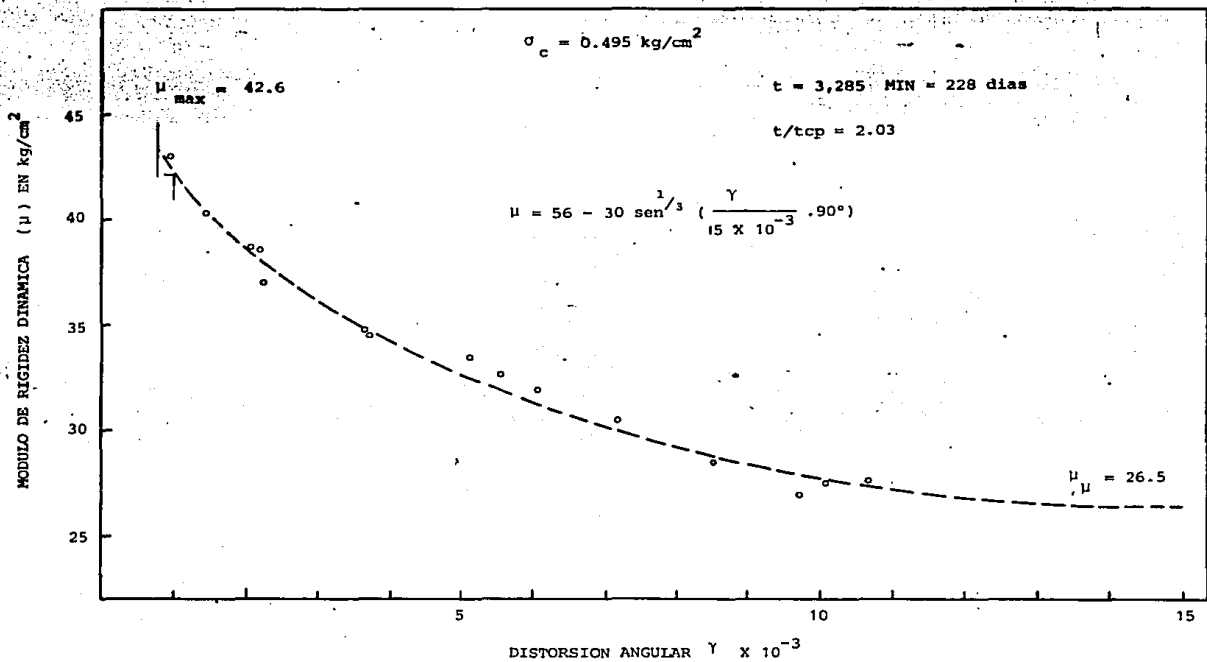


FIG. A1.22 ENSAYE T<sub>2</sub>-10 EFECTO DE LA DISTORSION EN EL MODULO DE RIGIDEZ

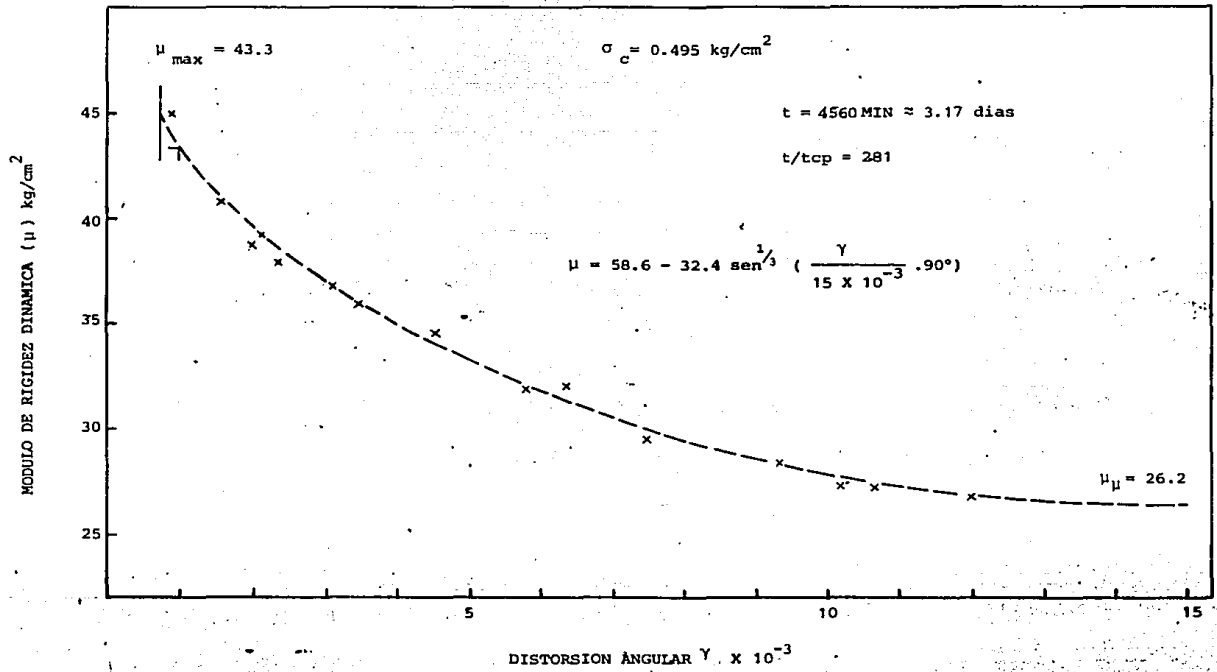


FIG. A1.23 ENSAYE T<sub>c</sub>-10 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

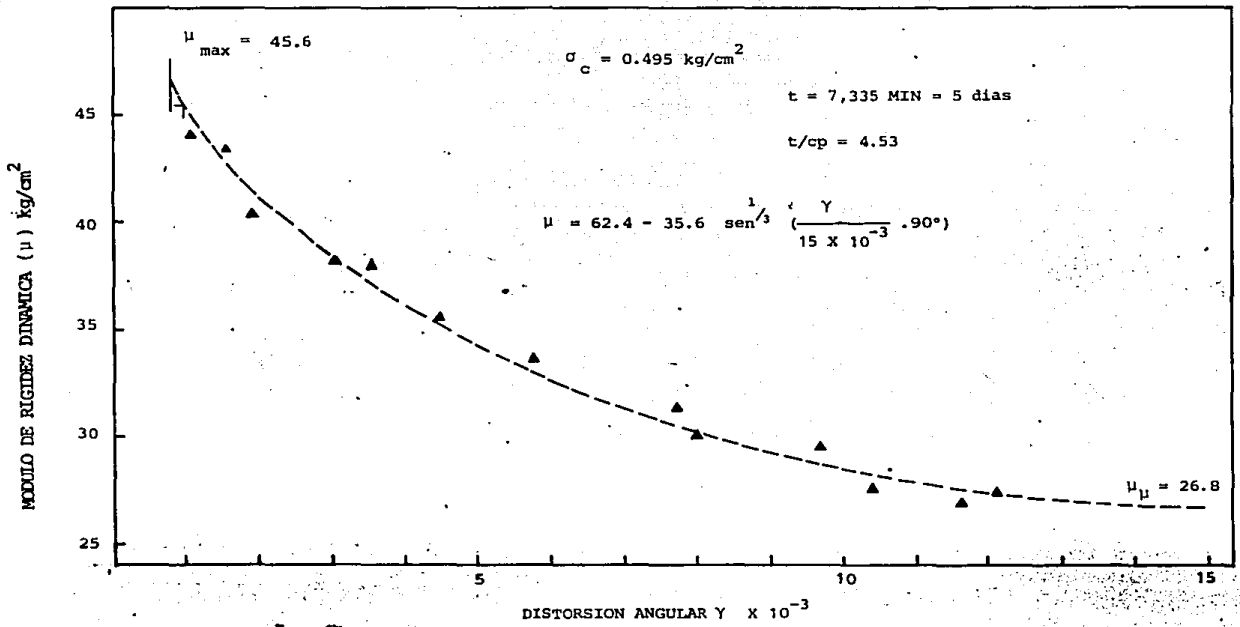


FIG. A1.24 ENSAYE T<sub>c</sub>-10 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

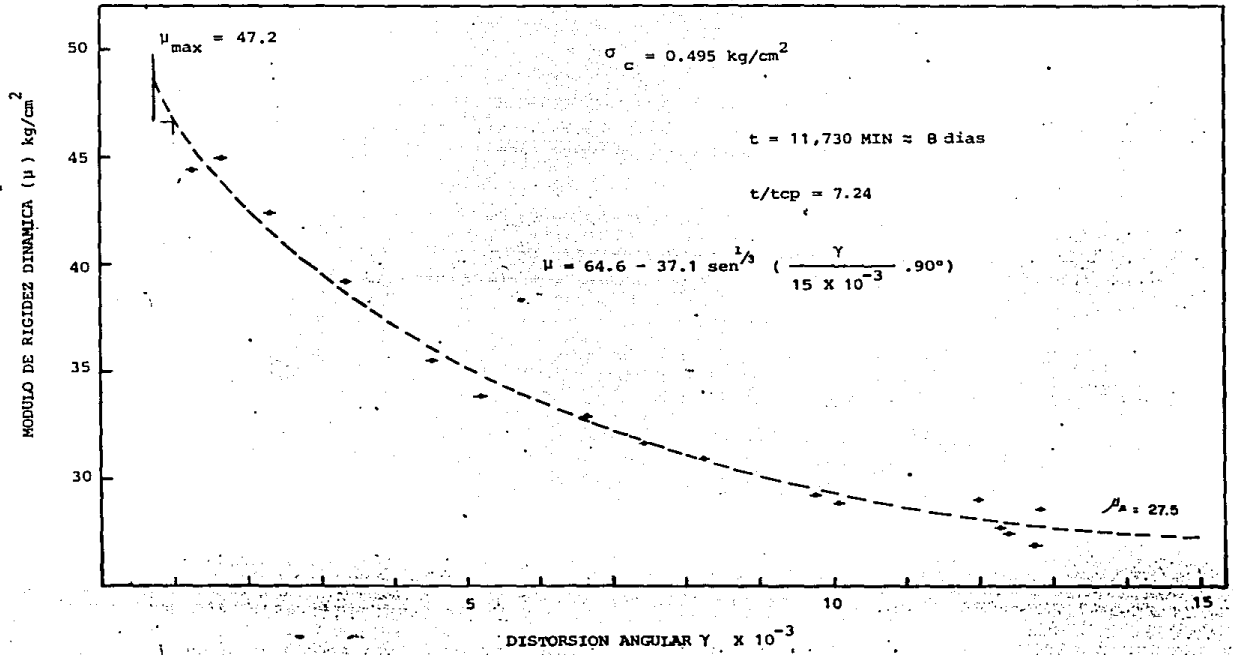


FIG. A1.25 ENSAYE T-10 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

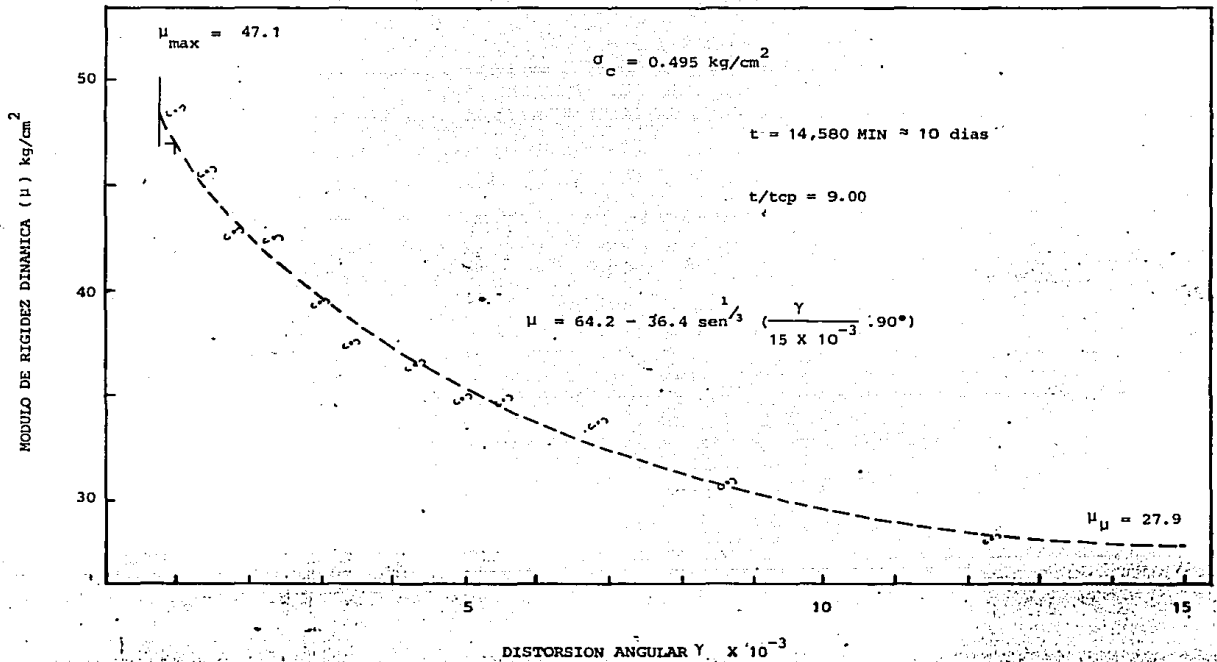


FIG. A1.26 ENSAYE T-10 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

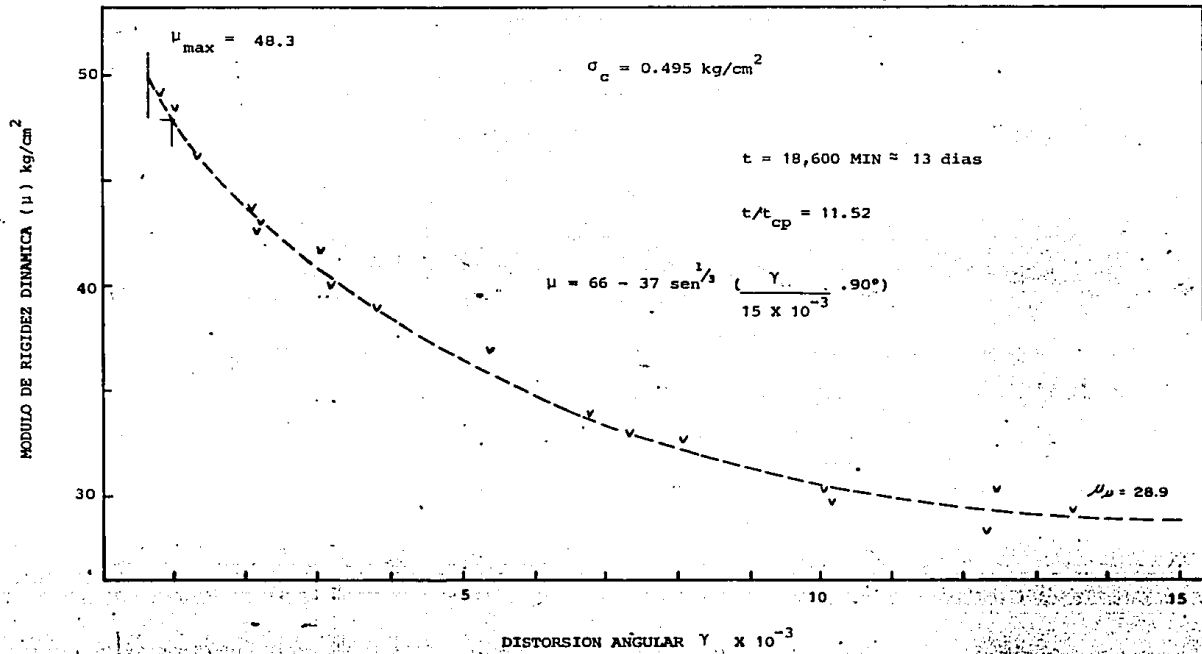


FIG. A1.27 ENSAYE T-10 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ



MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA ( $\mu$ ) kg/cm<sup>2</sup>

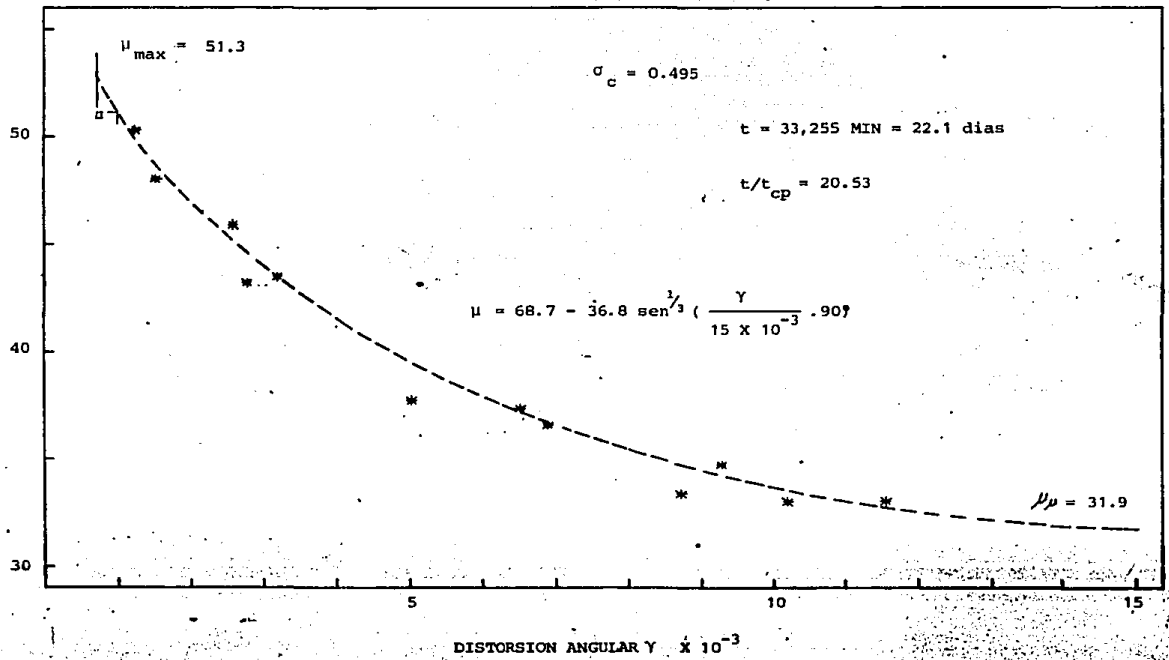


FIG. A1.28 ENSAYE T<sub>c</sub>-10 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA ( $\mu$ ) en kg/cm<sup>2</sup>

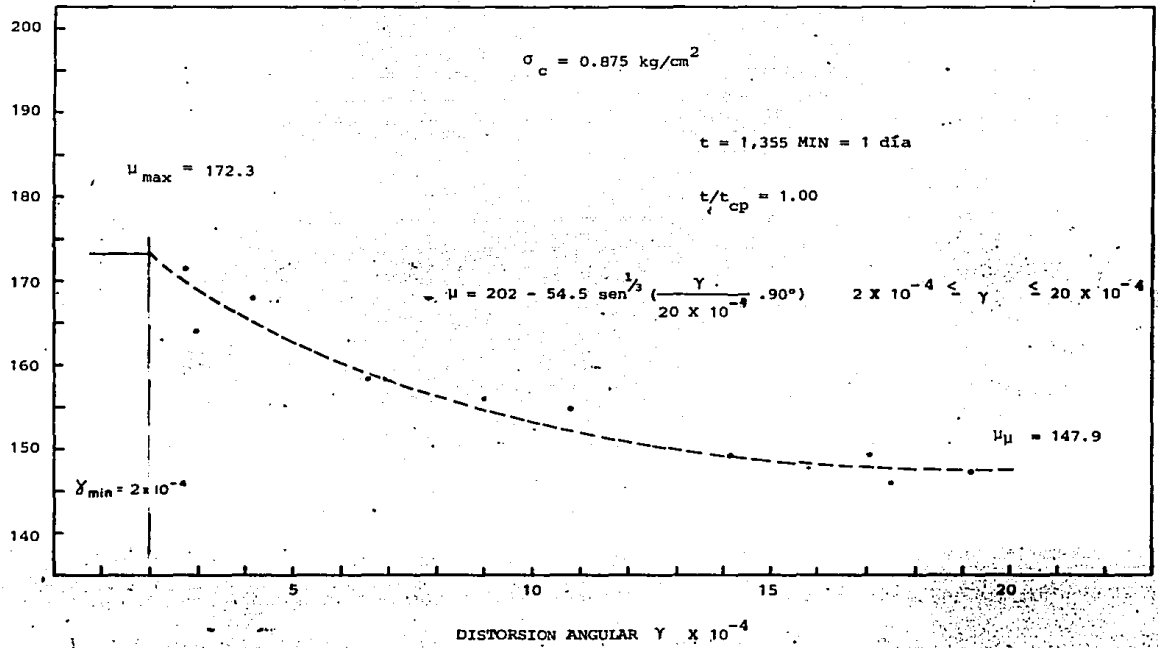


FIG. A1.29 ENSAYE T-13 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

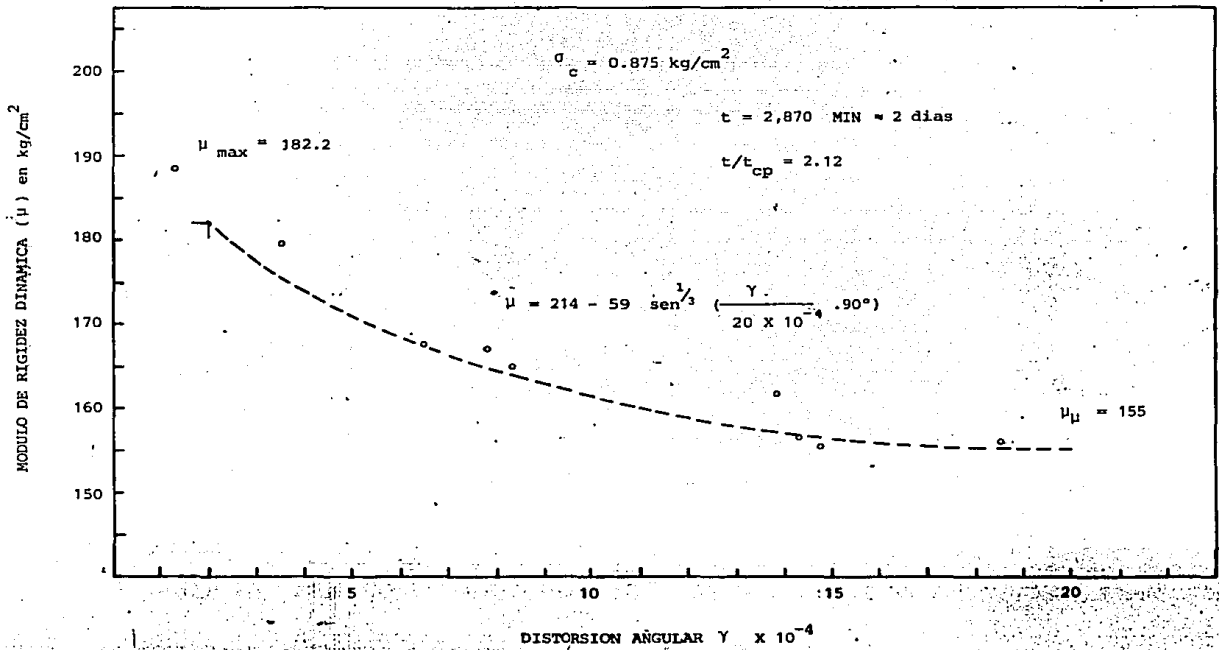


FIG. A1.30 ENSAYE T-13 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

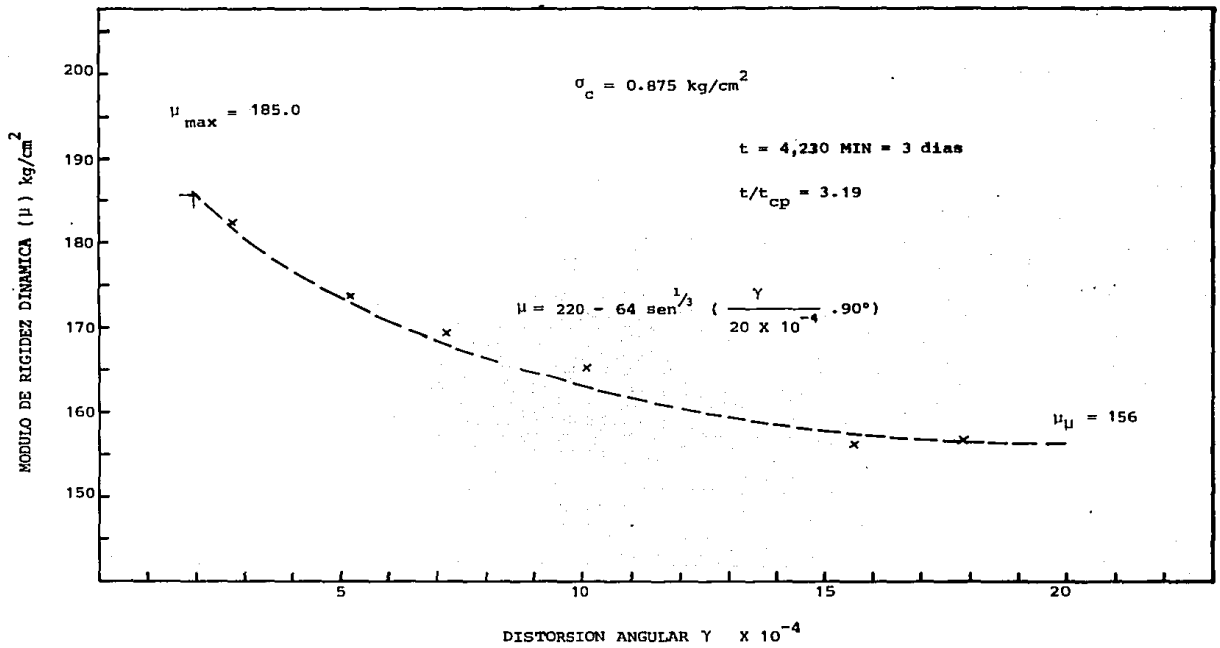


FIG. A1.31 ENSAYE T<sub>13</sub> EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

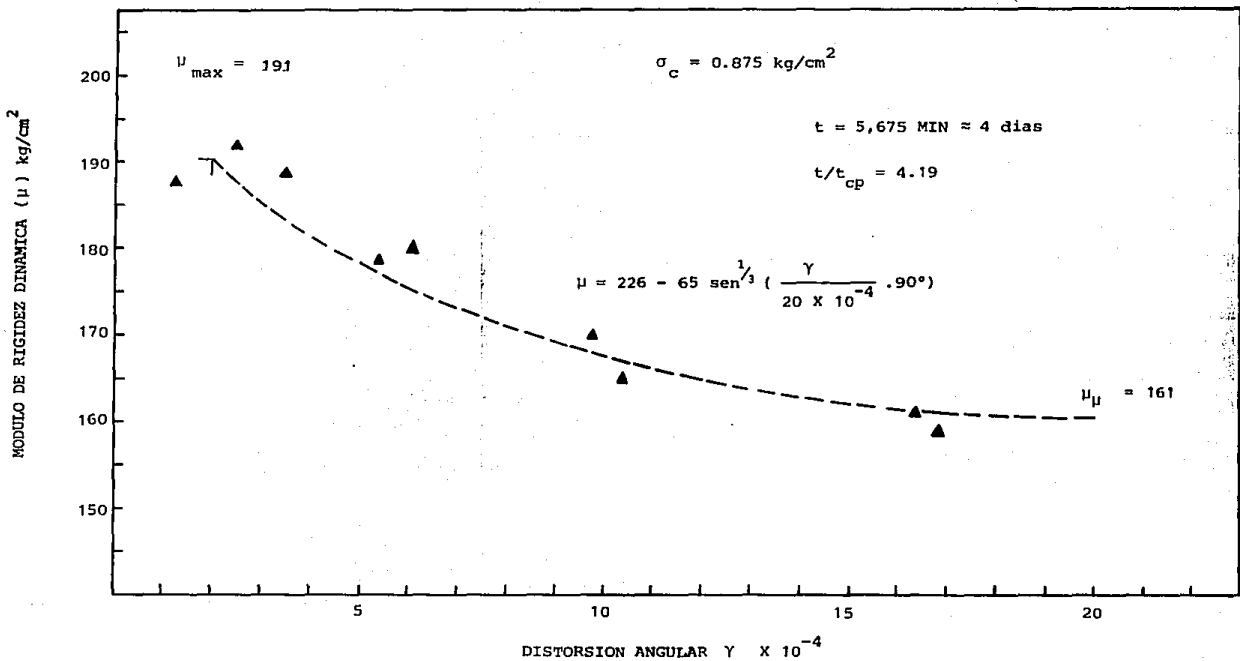


FIG. A1.32 ENSAYE T<sub>c</sub>-13 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

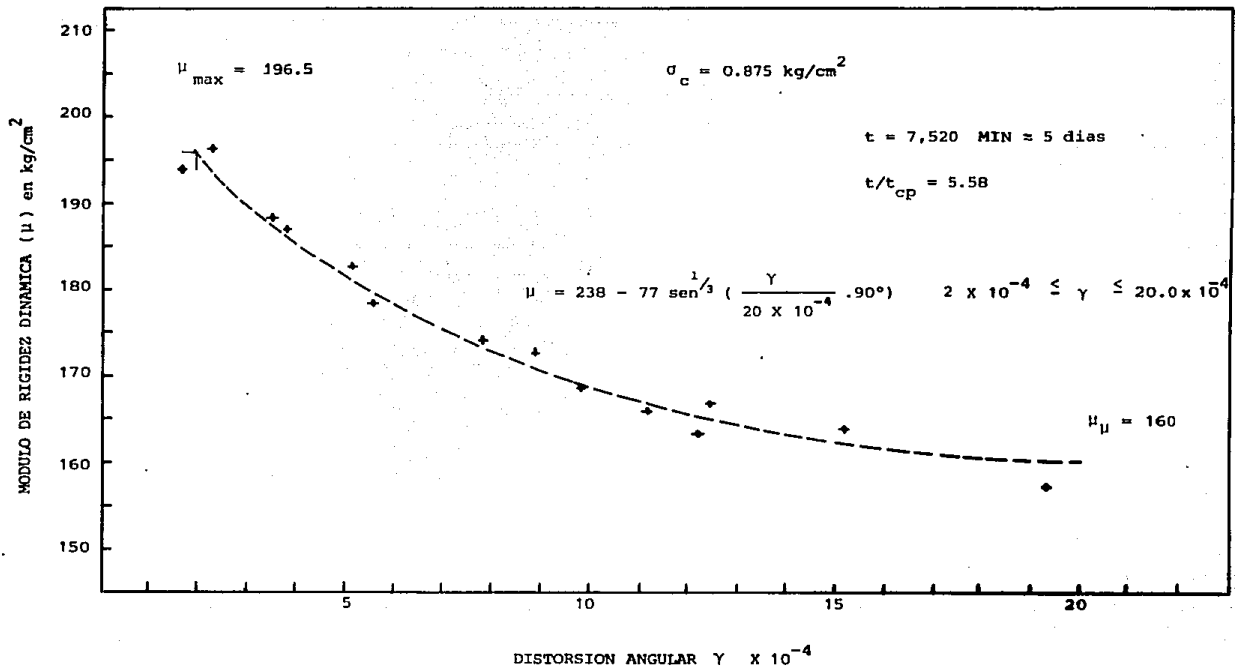


FIG. A1.33 ENSAYE T<sub>c</sub>-13 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

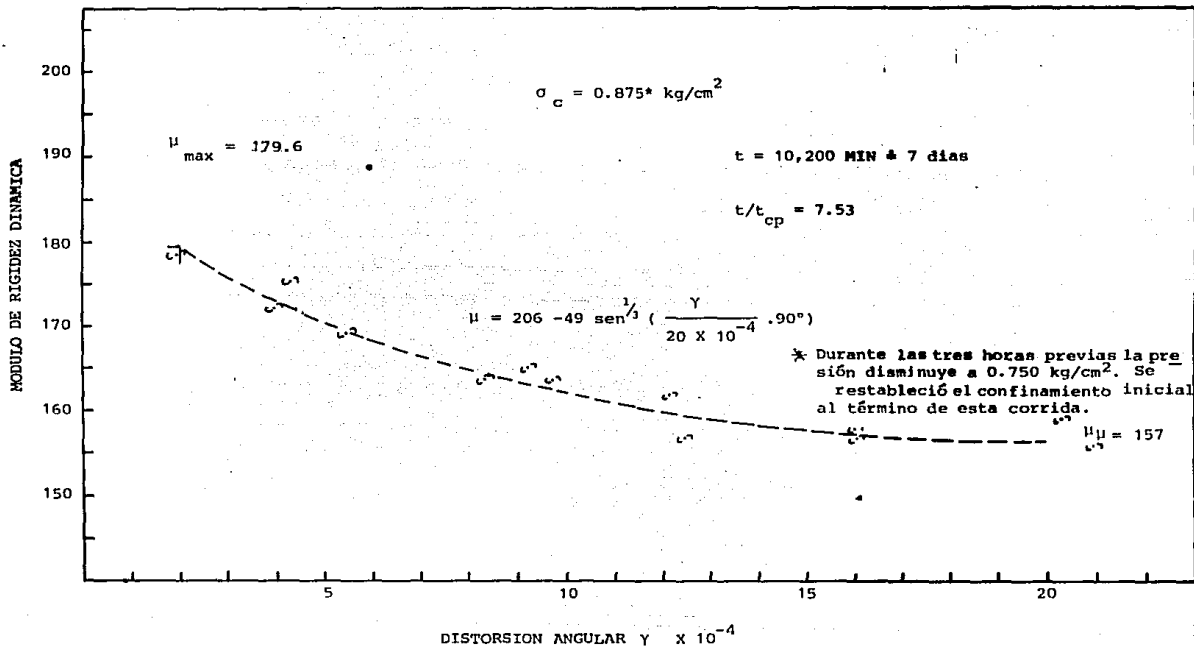


FIG. A1.34 ENSAYE T<sub>L</sub>-13 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

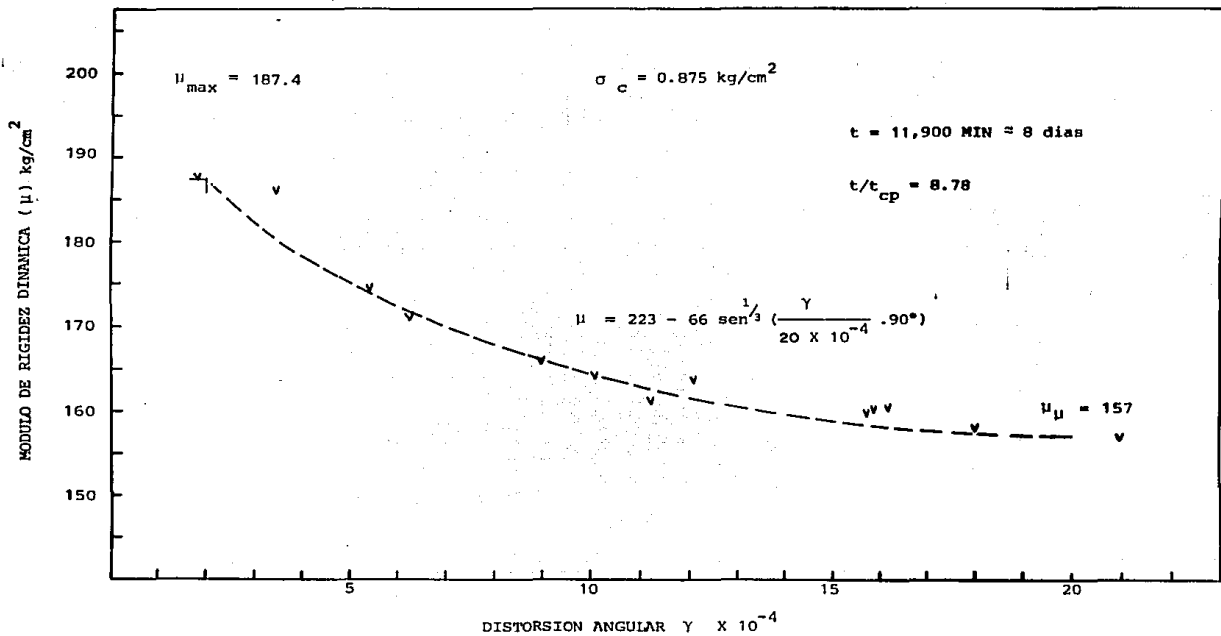


FIG. A1.35 ENSAYE T-13 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA



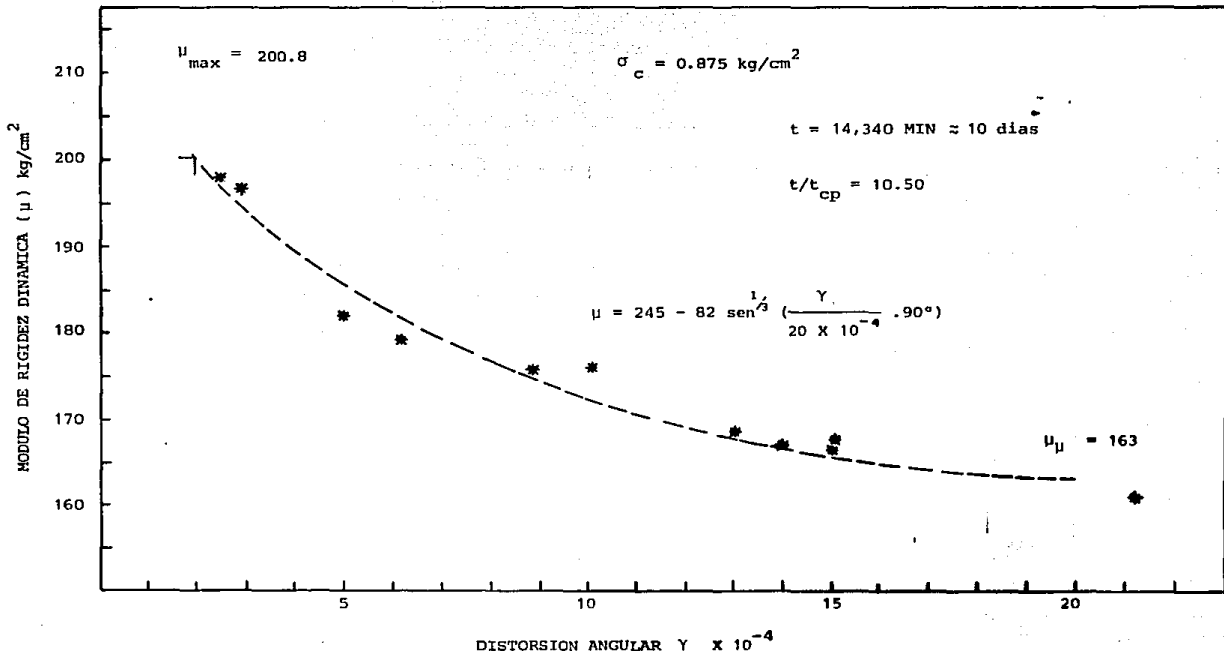


FIG. Al.36 T<sub>13</sub> EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

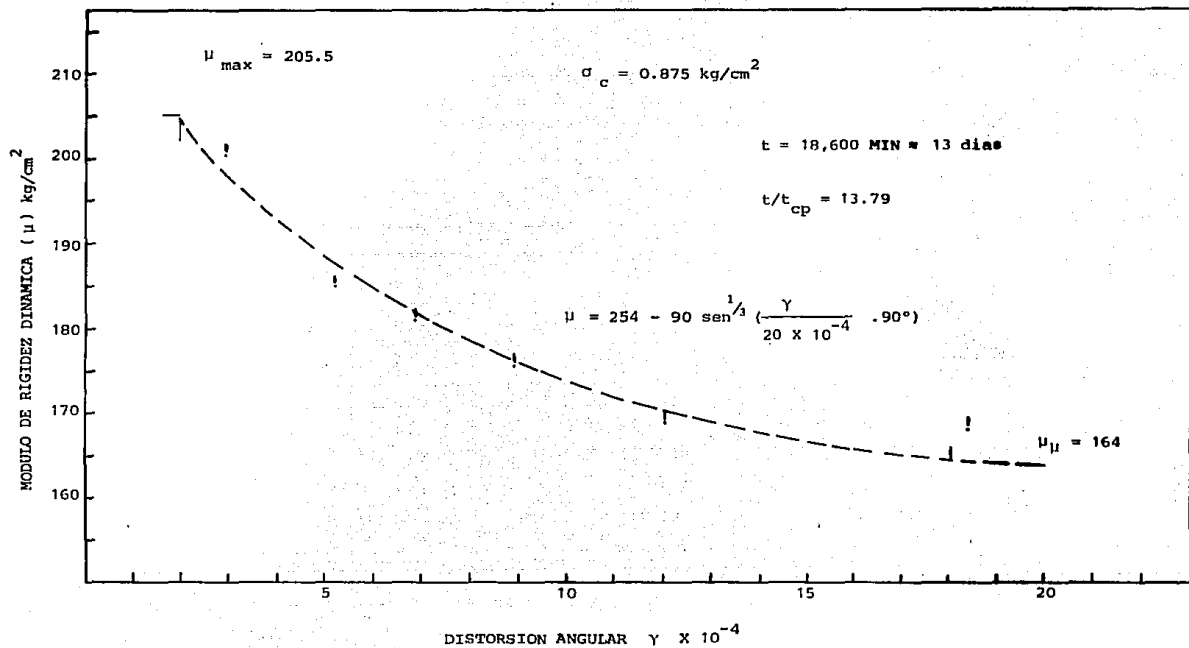


FIG. A1.37 ENSAYE T<sub>1</sub>-13 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

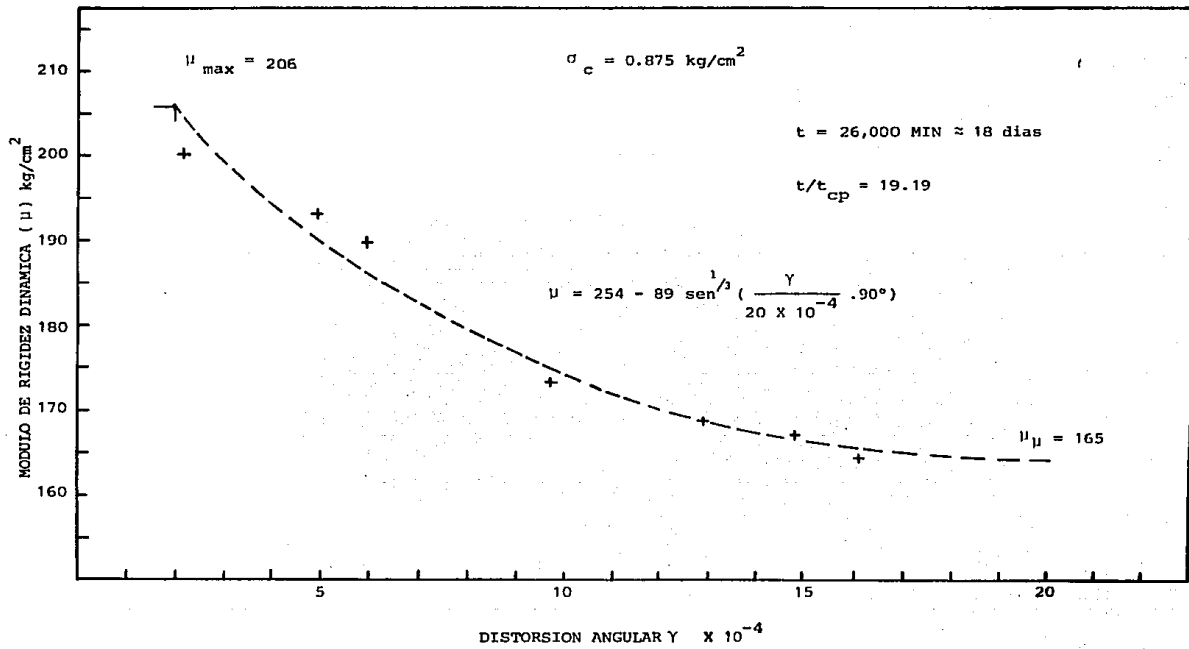


FIG. A1.38 ENSAYE T-13 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

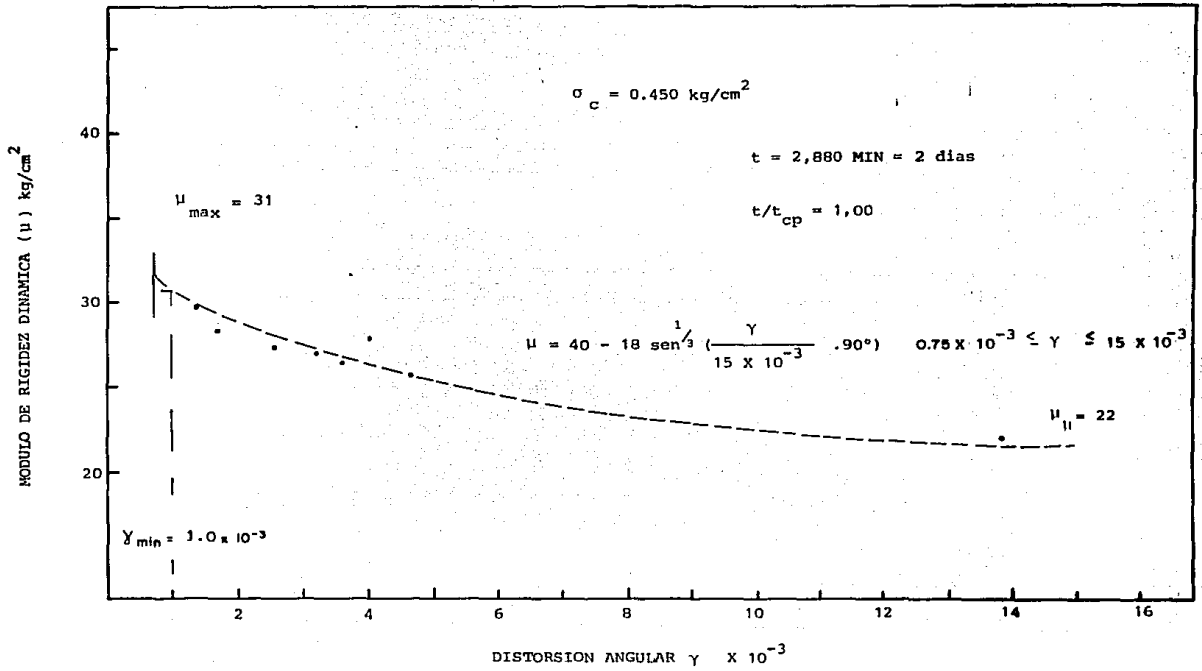


FIG. A1.39 ENSAYE T<sub>14</sub>-14 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

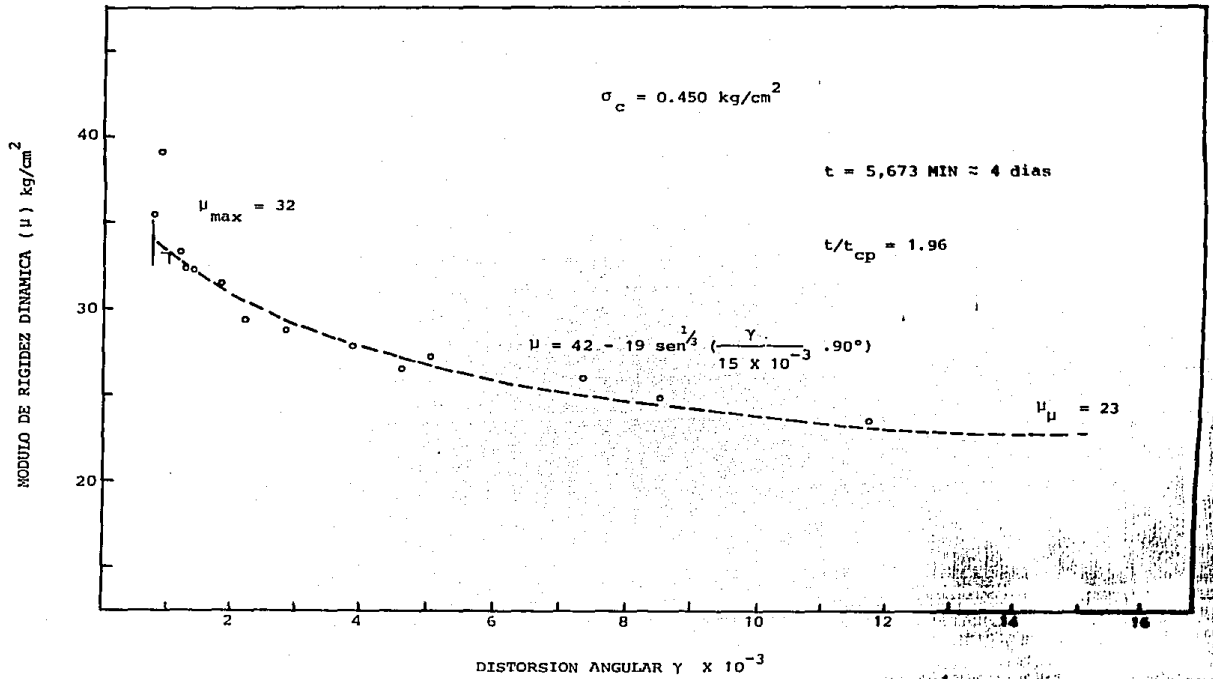


FIG. A1.40 ENSAYE T<sub>c</sub>-14 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

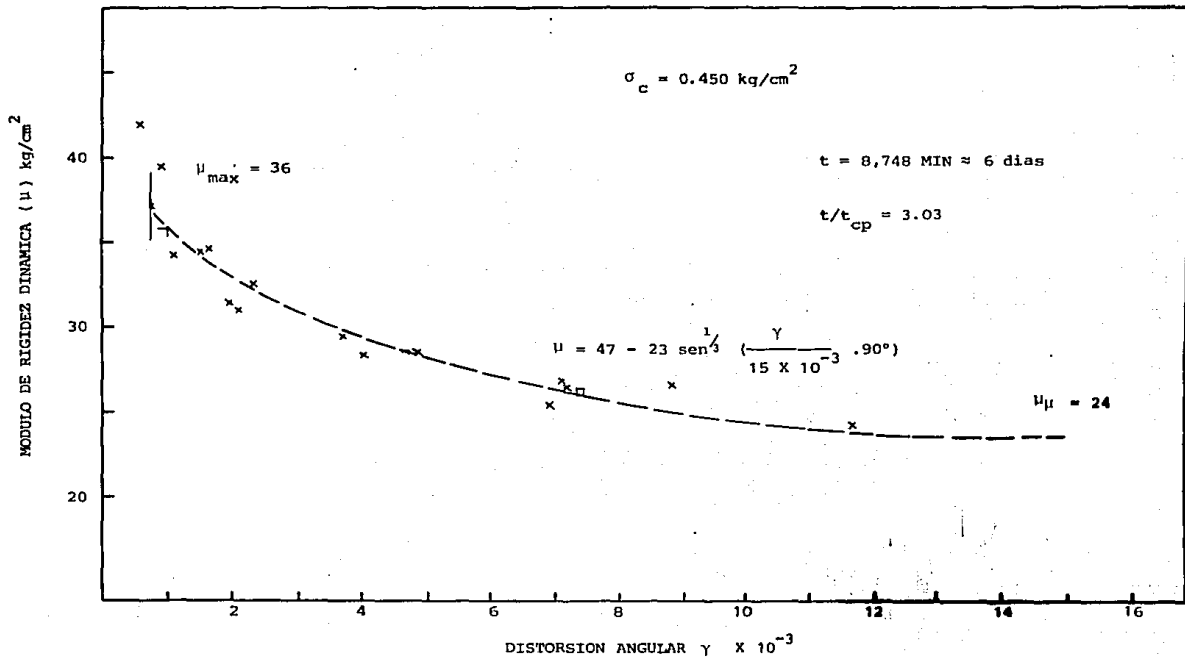


FIG. A1.41 ENSAYE T<sub>c</sub>14 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

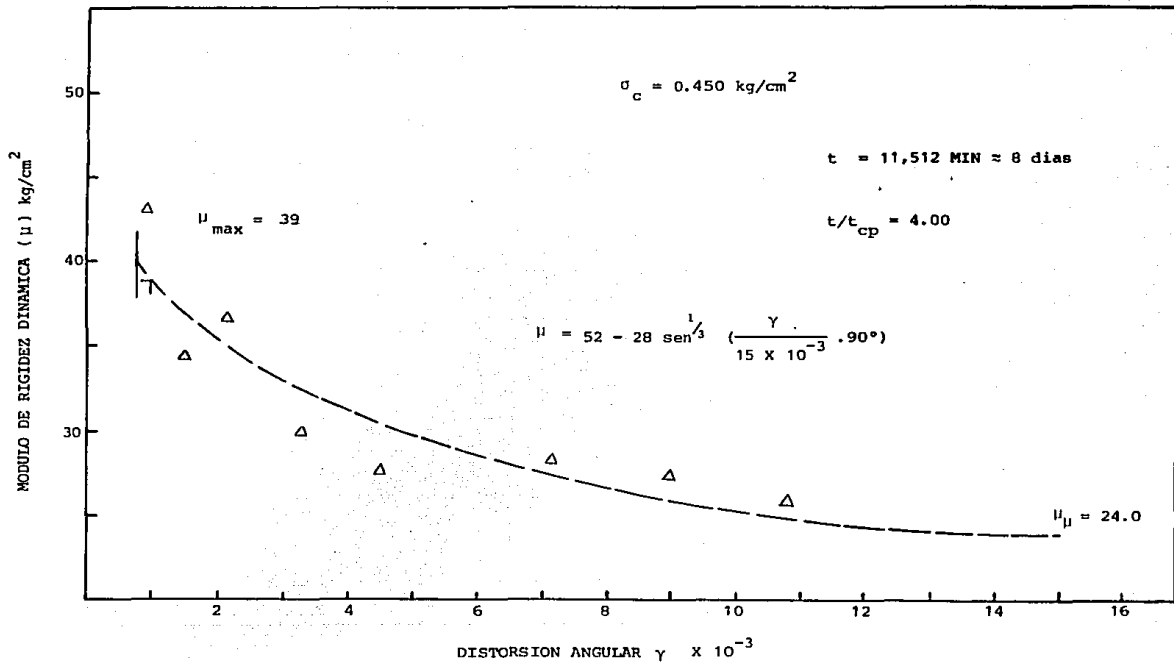


FIG. A1.42 ENSAYE T<sub>c</sub>-14 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

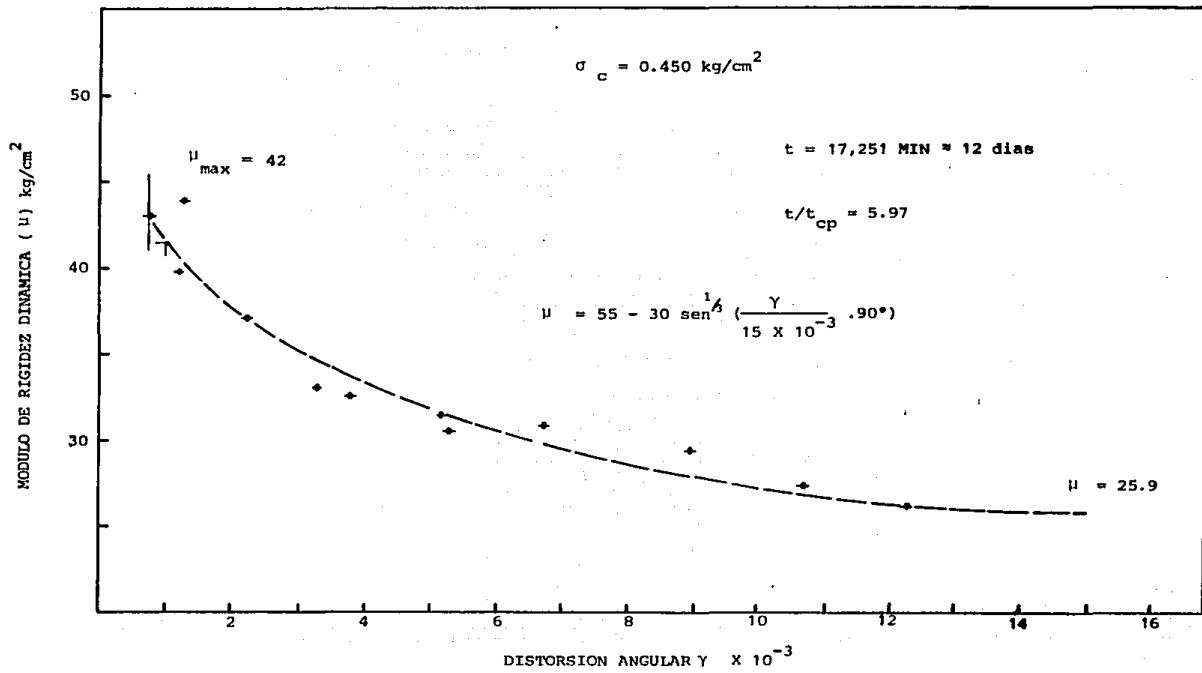


FIG. A1.43 ENSAYE T<sub>c</sub>-14 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ



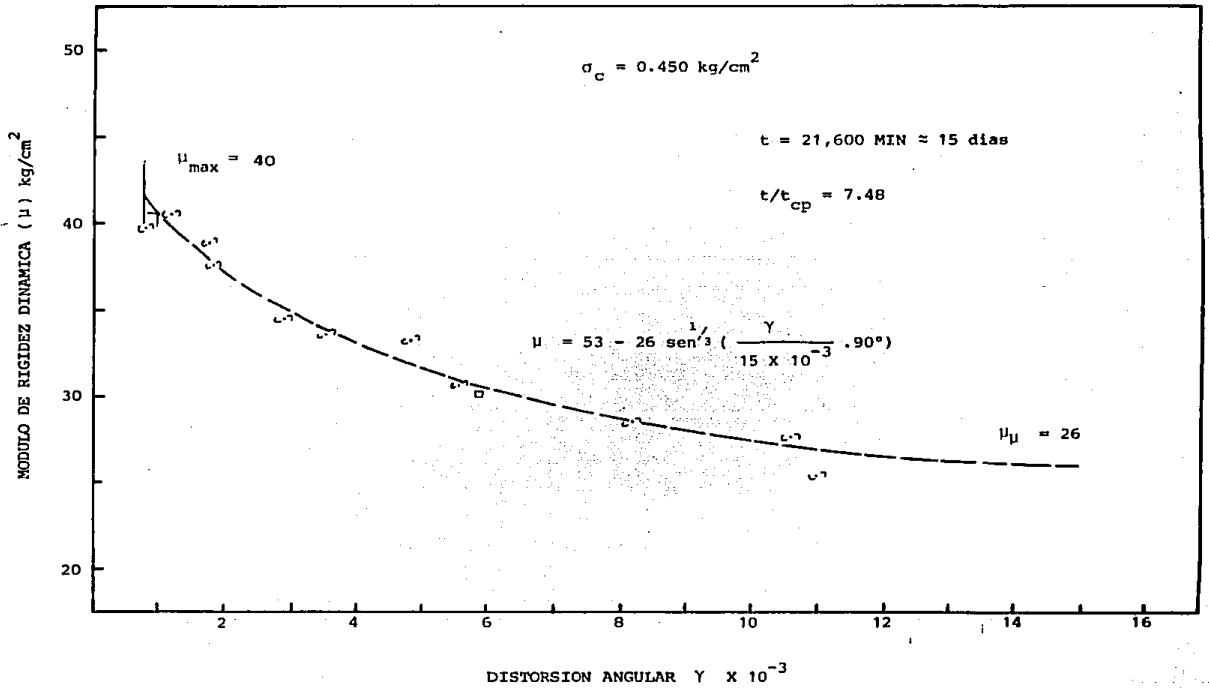


FIG. A1.44 ENSAYE T<sub>c</sub>-14 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ

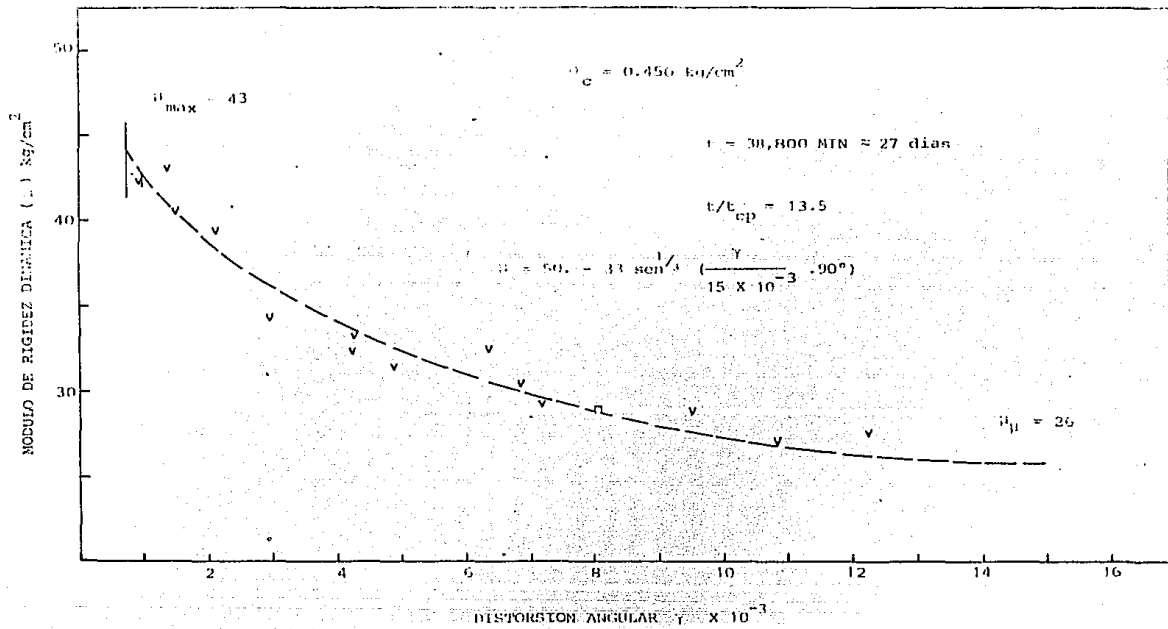


FIG. A1.45 ENSAYE T<sub>c</sub>-14 - EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

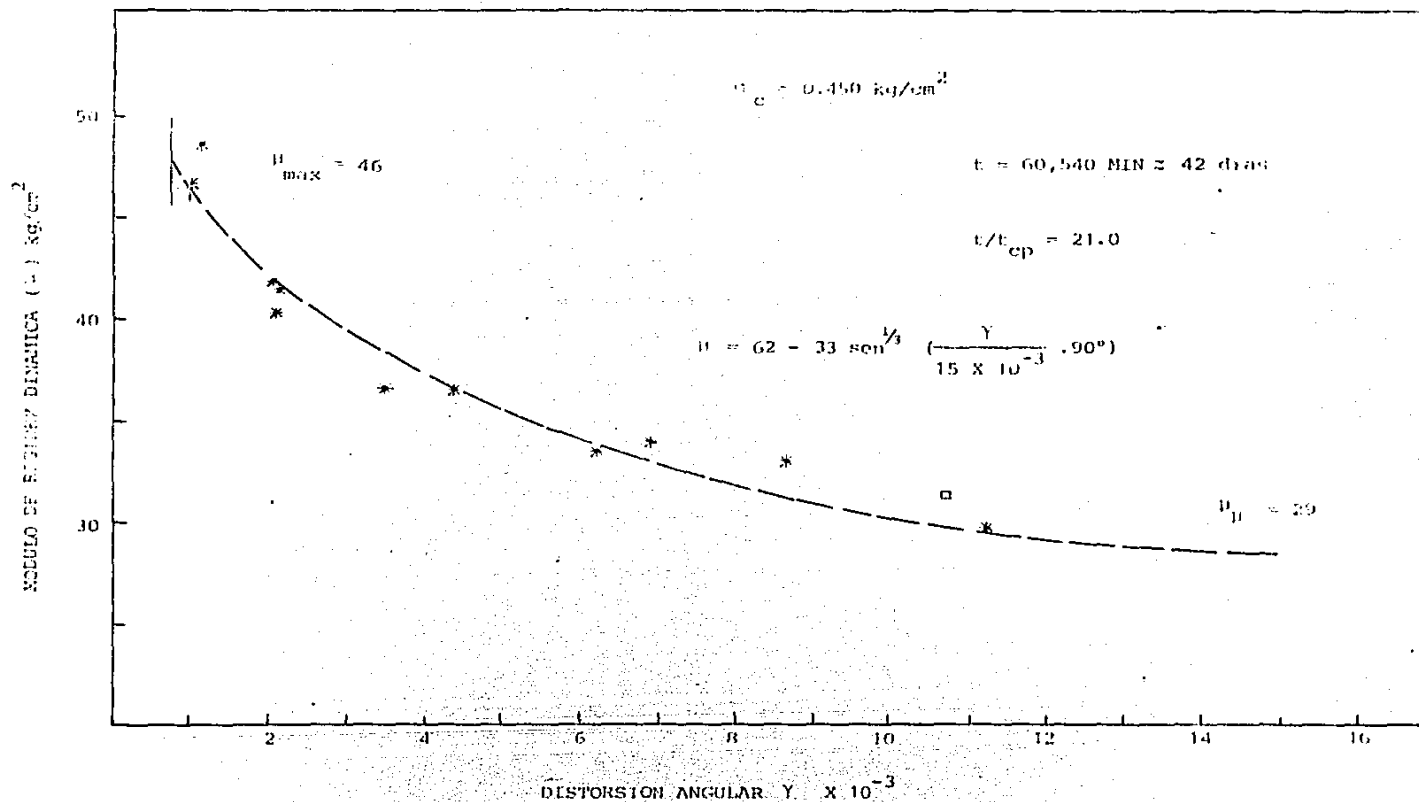


FIG. A1.46 ENSAYE T<sub>c</sub>-14 EFECTO DE LA DISTORSION ANGULAR EN EL MODULO DE RIGIDEZ DINAMICA

## ANEXO 2. COMPRESION CON ESFUERZOS VOLUMETRICOS EN EL PENDULO DE TORSIÓN.

En este capítulo se encuentran las gráficas que muestran la evolución de la compresión axial en cada esfuerzo confinante volumétrico al que fueron sometidos los especímenes.

Las figuras fueron elaboradas con base en los registros de lectura de extensómetro colocado en el brazo del aparato (Figs. 3.2 y 3.3).

En el esfuerzo confinante de trabajo ( $\sigma_{CO}$ ) se indica el momento en el cual se inician las determinaciones del módulo de rigidez dinámica.

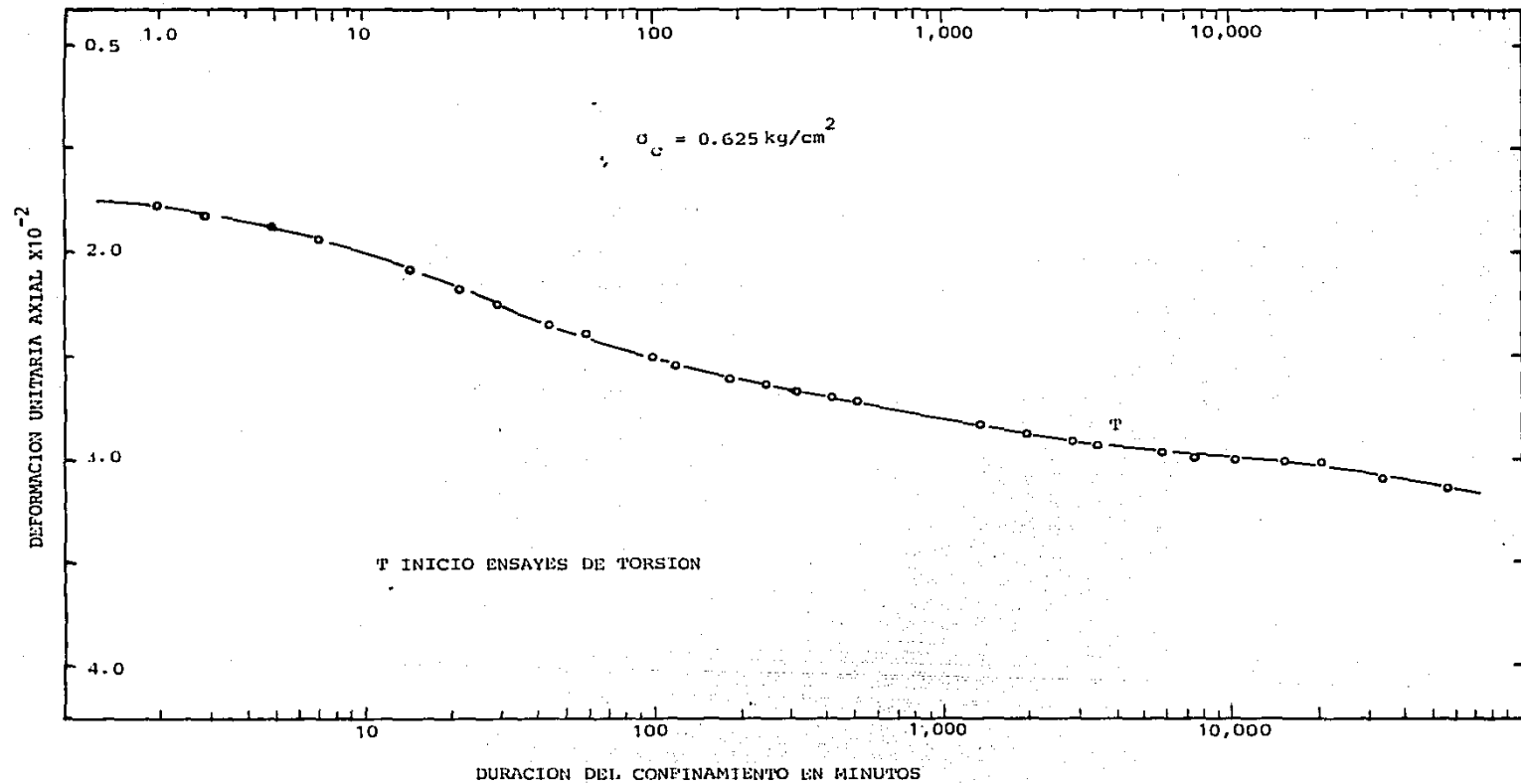


FIG. A 2.1 T<sub>c</sub>-7. GRAFICA DEFORMACION AXIAL - TIEMPO

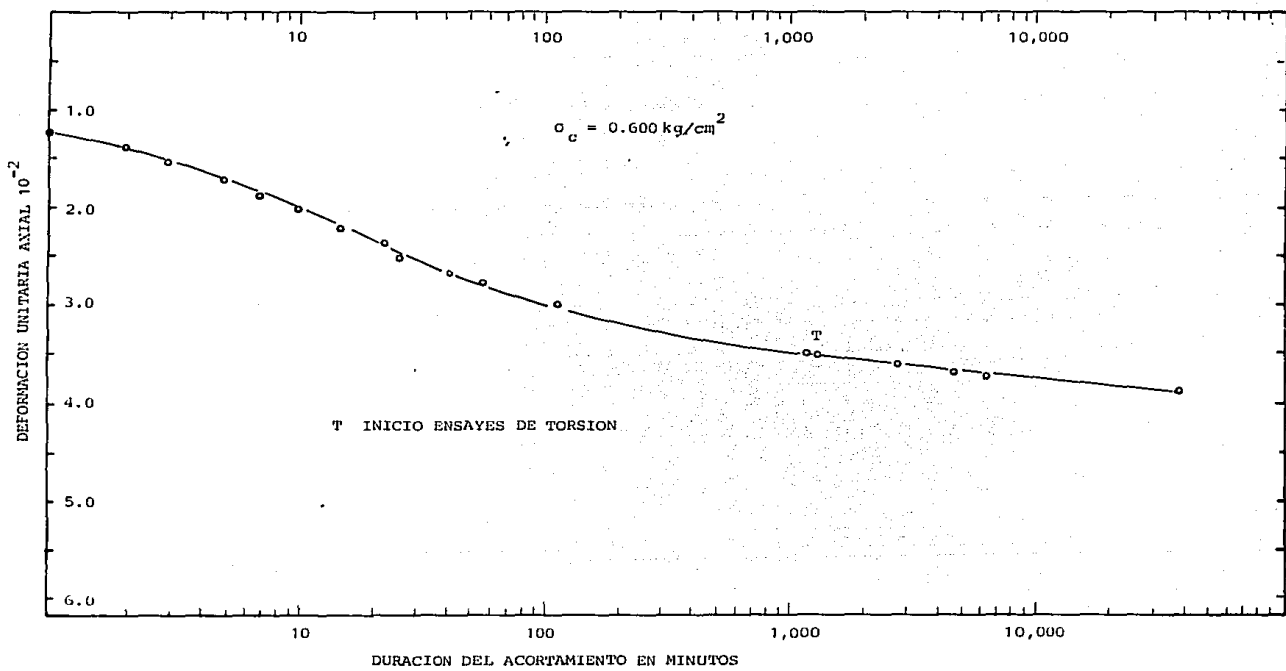


FIG. A 2.2 ENSAYE  $T_c$ -8 GRAFICA DEFORMACION AXIAL - TIEMPO

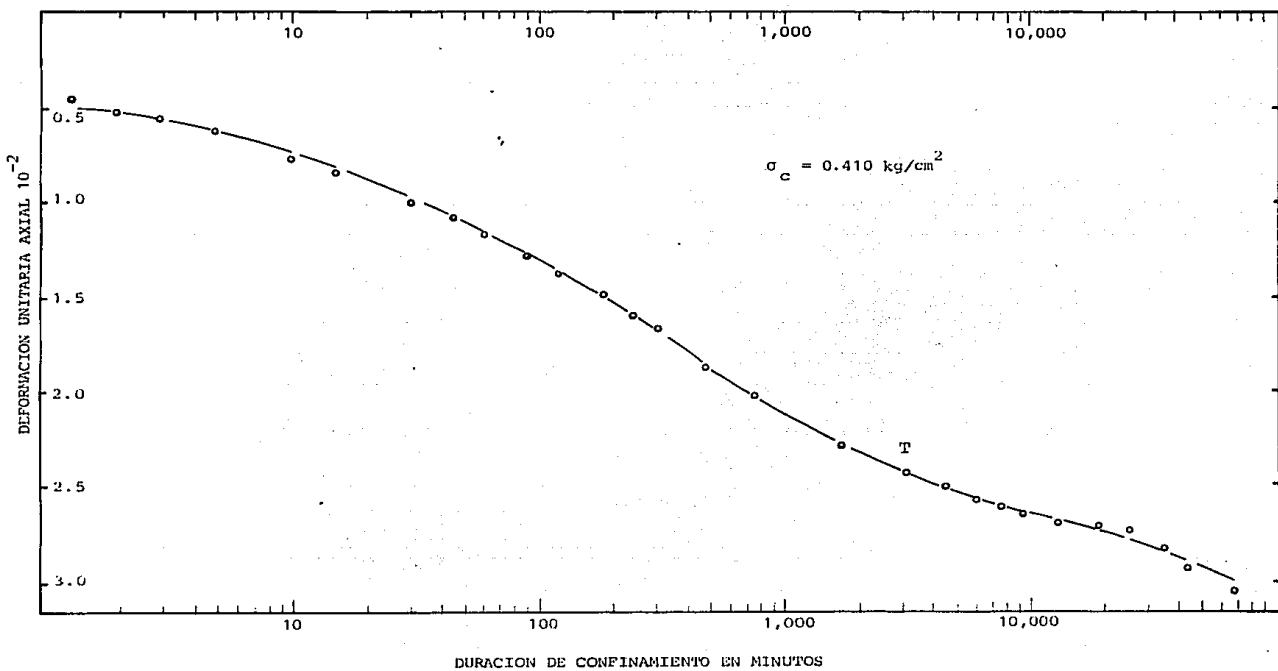


FIG. A 2.3 ENSAYE T<sub>c</sub>-9. GRAFICA DEFORMACION AXIAL-TIEMPO

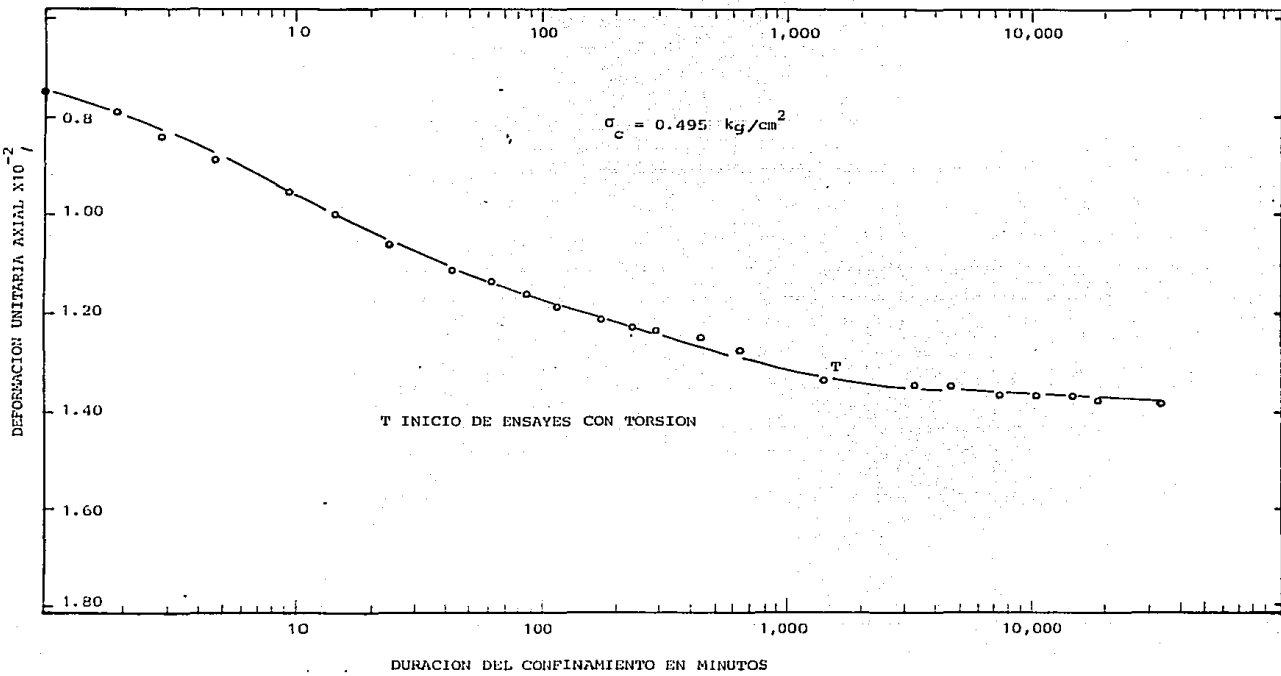


FIG.A.2.4 ENSAYE T<sub>c</sub>-1.0. GRAFICA DEFORMACION AXIAL-TIEMPO



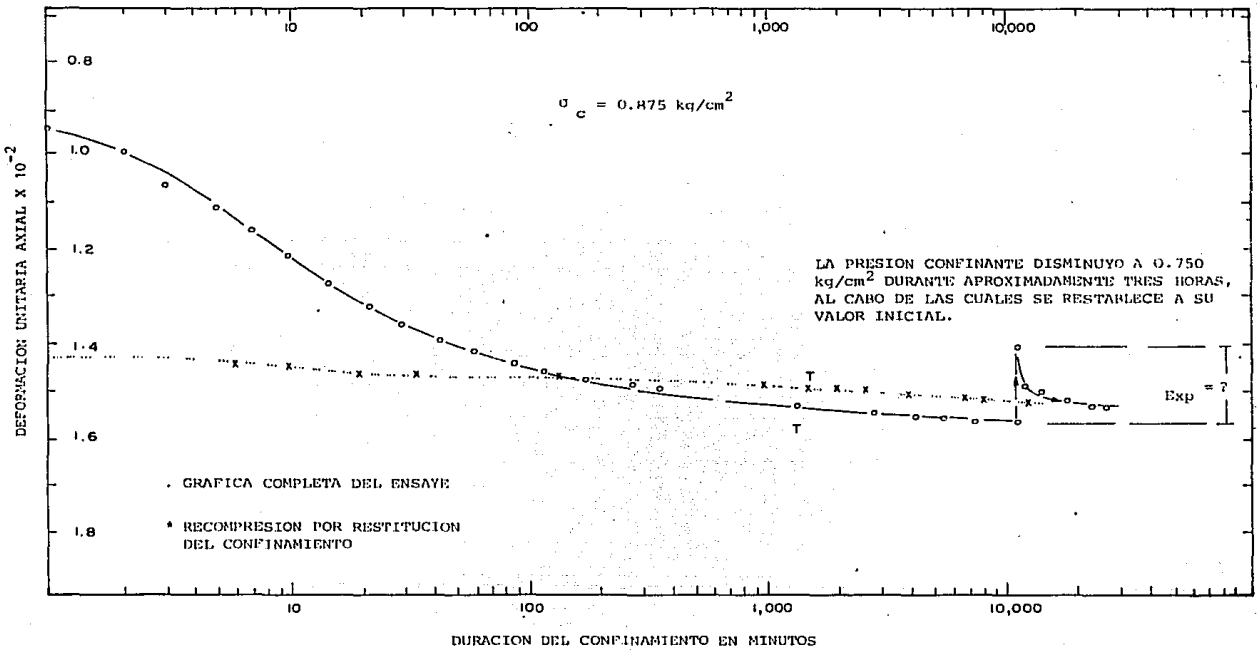


FIG. A 2.5 ENSAYE T<sub>13</sub>. GRAFICA DEFORMACION AXIAL -TIEMPO

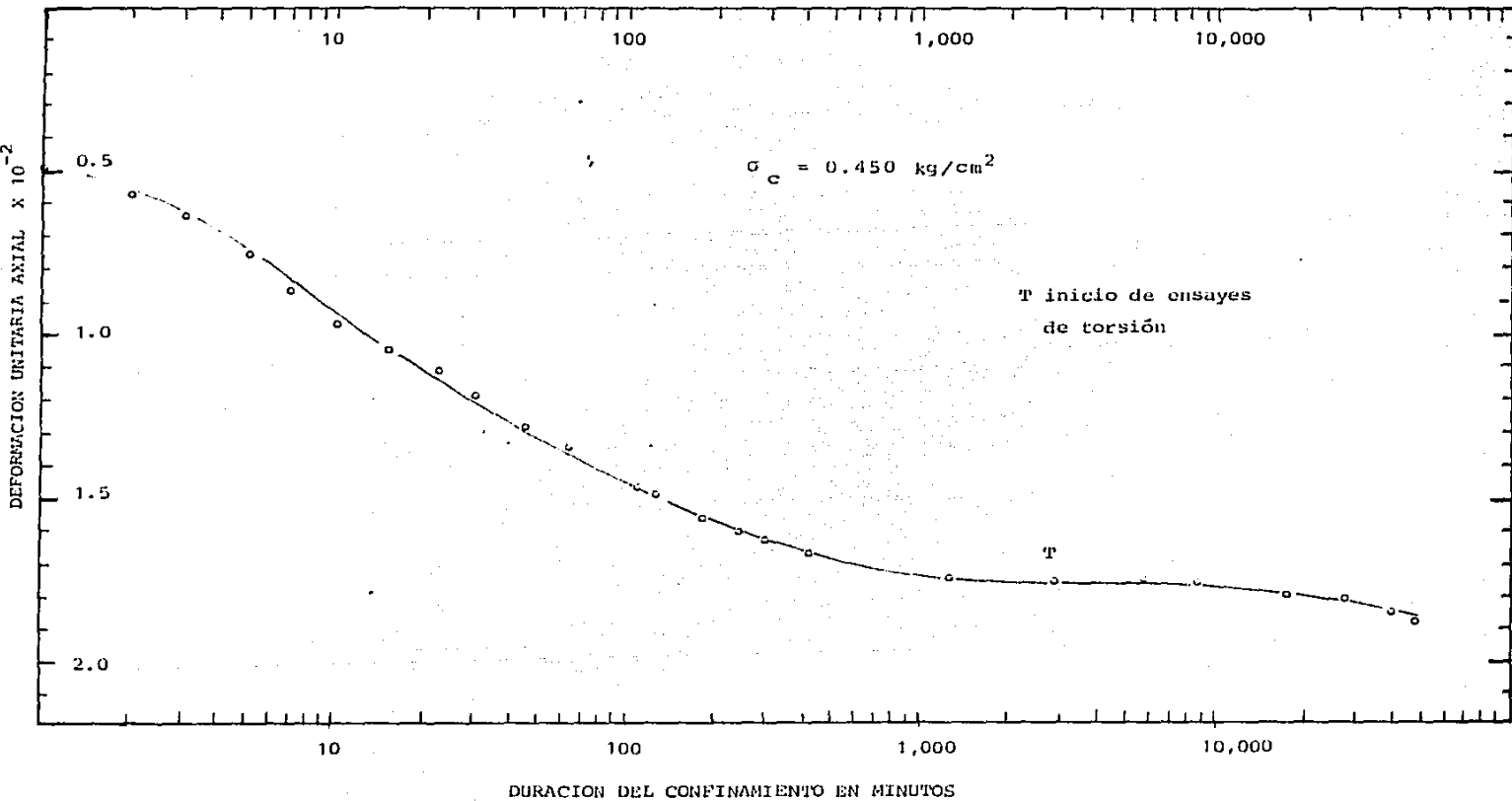


FIG. A 2.6 ENSAYE T<sub>c</sub>-14. GRAFICA DEFORMACION AXIAL-TIEMPO

### ANEXO 3. ENSAYE AL TERMINO DE LAS PRUEBAS DE TORSIÓN

Al término de las pruebas en el Péndulo de Torsión Libre las muestras fueron separadas cuidadosamente de base y cabezal para ser sometidas a compresión simple obteniendo el módulo de respuesta elástica ( $M_e$ ).

Los resultados obtenidos se presentan en las figuras A.3.1. a A.3.6 y se condensan en la Tabla A.3.1.

T A B L A A.3.1

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES ENSAYADOS  
 DESPUÉS DE LAS PRUEBAS DE VIBRACIÓN TORSIONAL LIBRE

MUESTRA	$\gamma_m$ t/m <sup>3</sup>	$\omega$ %	S %	e	$M_e$ cm <sup>2</sup> /kg	$q_u$ kg/cm <sup>2</sup>
T <sub>c</sub> -7	1.177	266.3	99.28	6.249	0.0178	0.98
T <sub>c</sub> -8	1.262	150.8	97.06	3.590	0.0200	0.700
T <sub>c</sub> -9	1.195	142.0	88.27	3.861	0.0350	0.97
T <sub>c</sub> -10	1.125	359.7	97.70	9.101	0.0160	1.15
T <sub>L</sub> -13	1.269	153.4	96.76	4.050	0.0065	2.47
T <sub>c</sub> -14	1.172	272.2	98.00	7.200	0.0184	1.00

$\gamma_m$  Peso volumétrico

$\omega$  Contenido de agua

S % Grado de saturación

e Relación de vacíos

$M_e$  Módulo de respuesta elástica

$q_u$  Resistencia en compresión no confinada

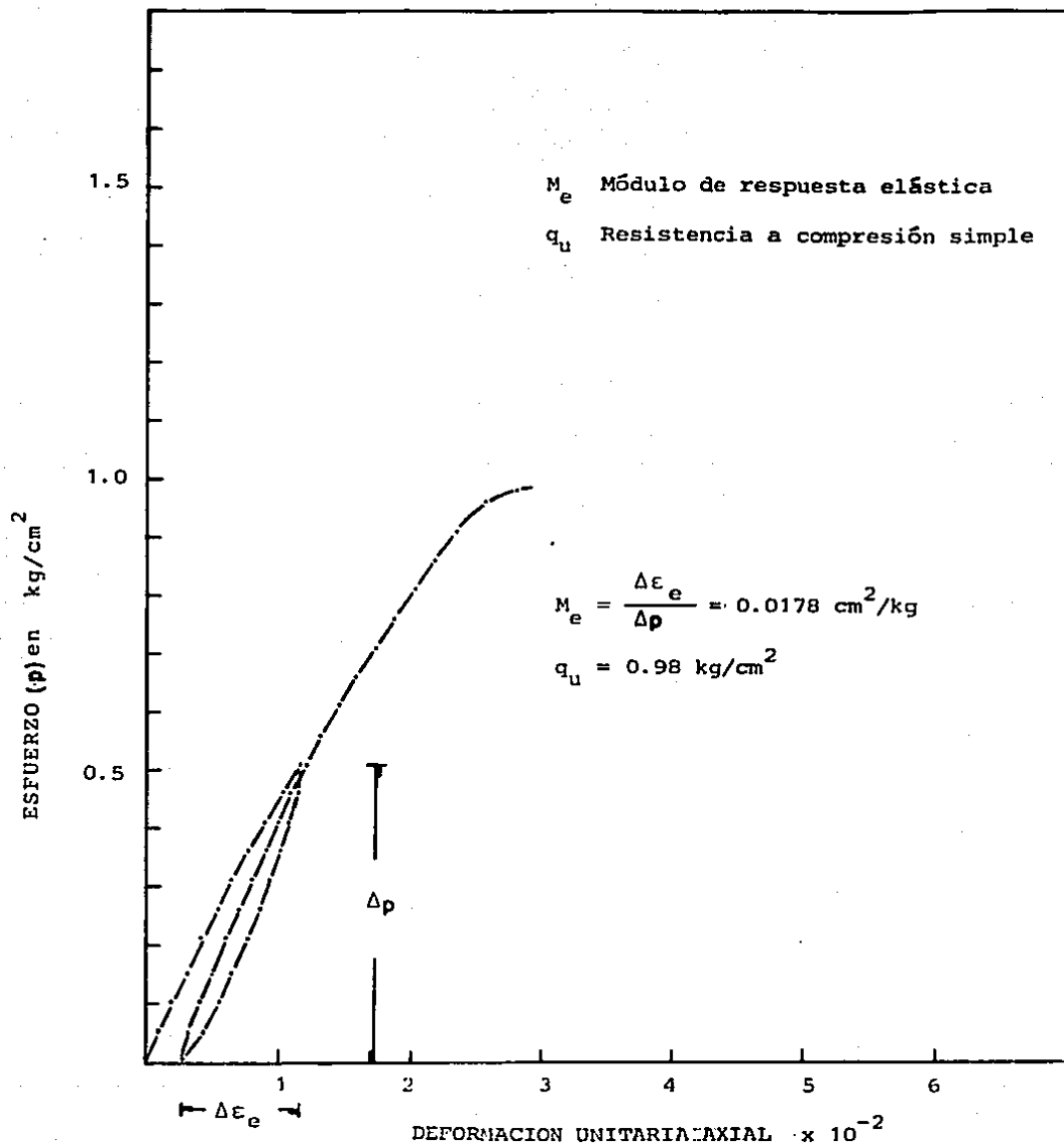


FIG. A3.1. ENSAYE T<sub>c</sub>-7. COMPRESION SIMPLE

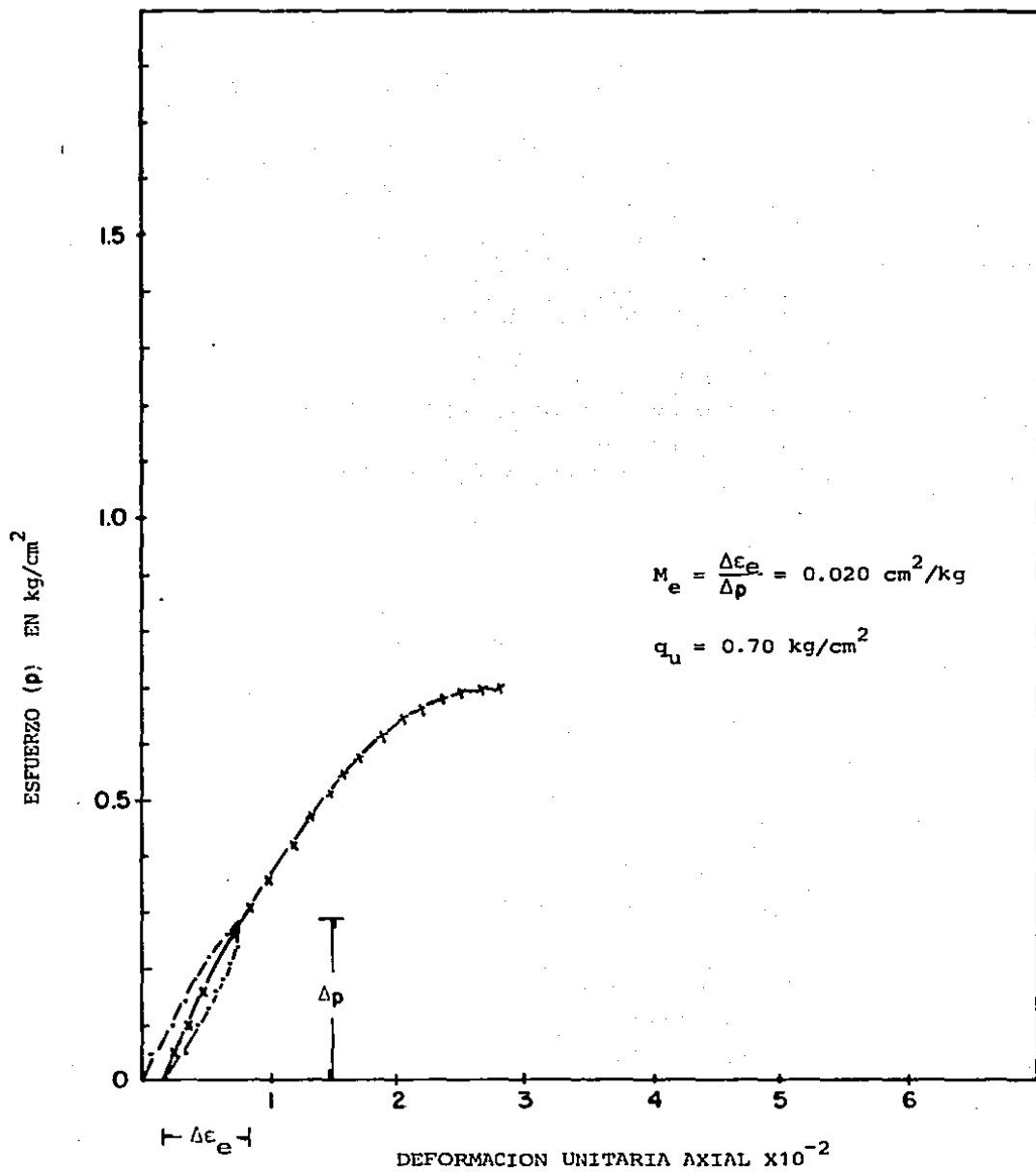


FIG. A3.2 ENSAYE T<sub>c</sub>-8. COMPRESION LIBRE

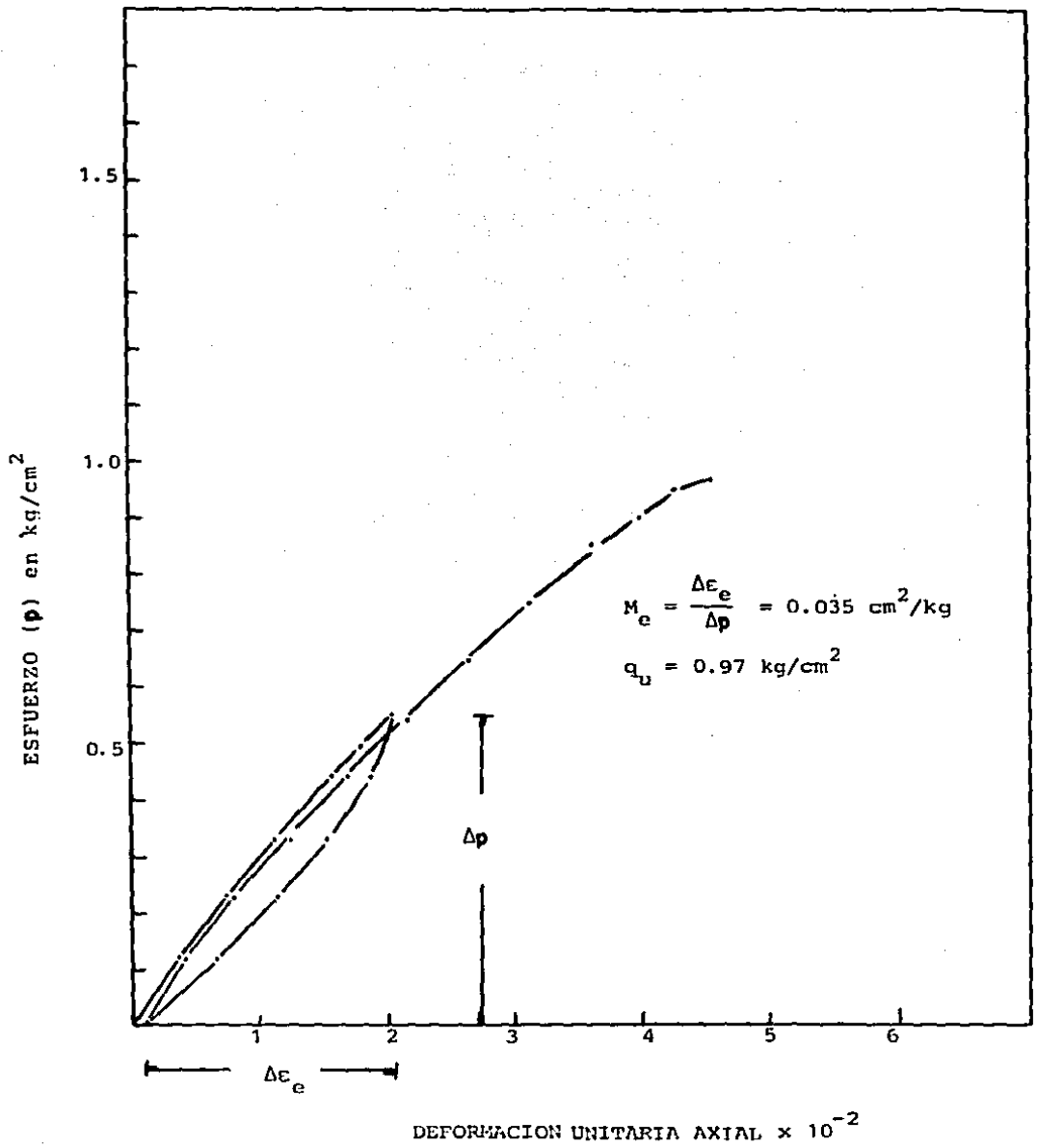


FIG. A3.3 ENSAYE T<sub>c</sub>-9. COMPRESION SIMPLE

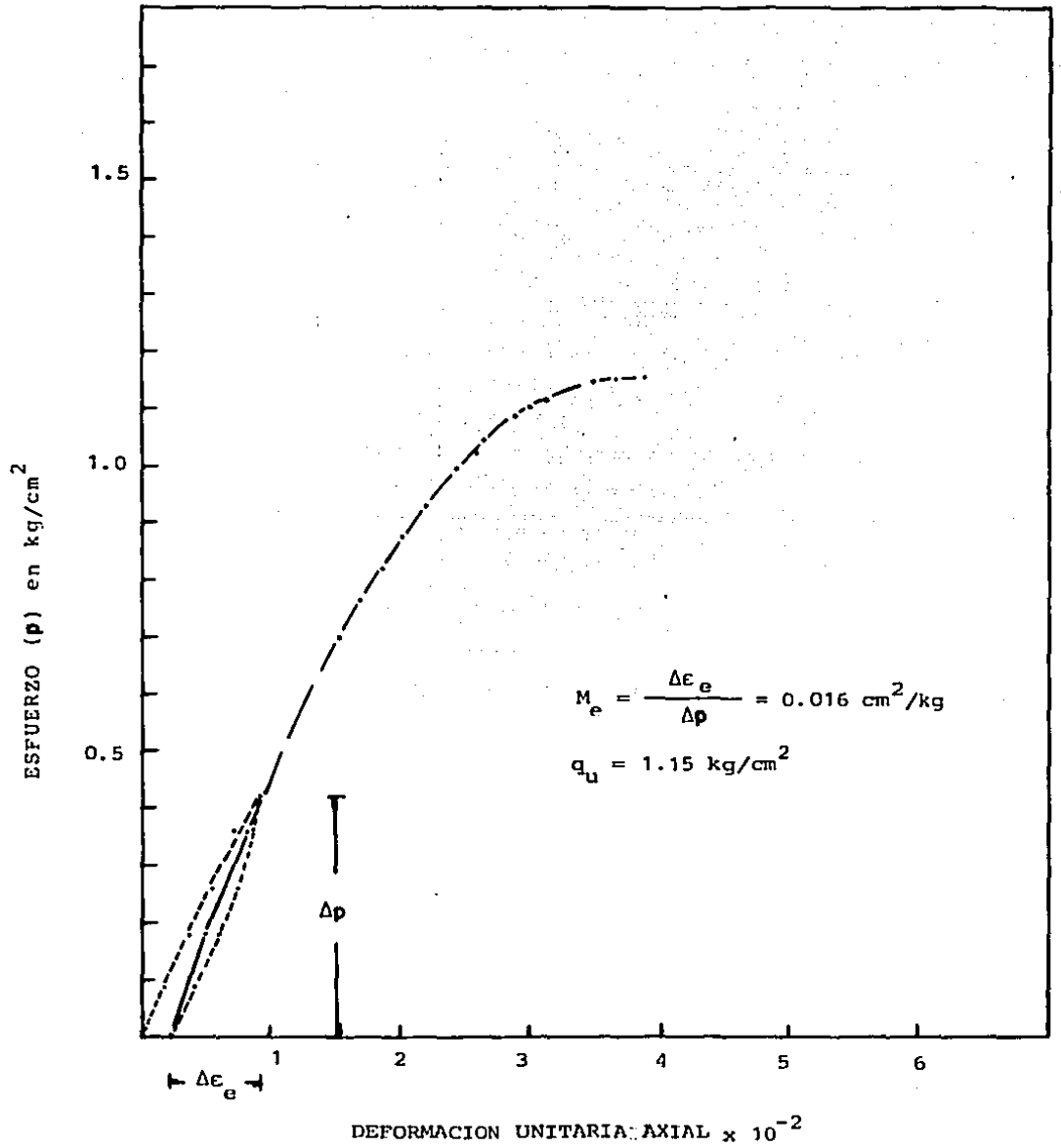


FIG. A3.4 ENSAYE T<sub>c</sub>-10. COMPRESION SIMPLE



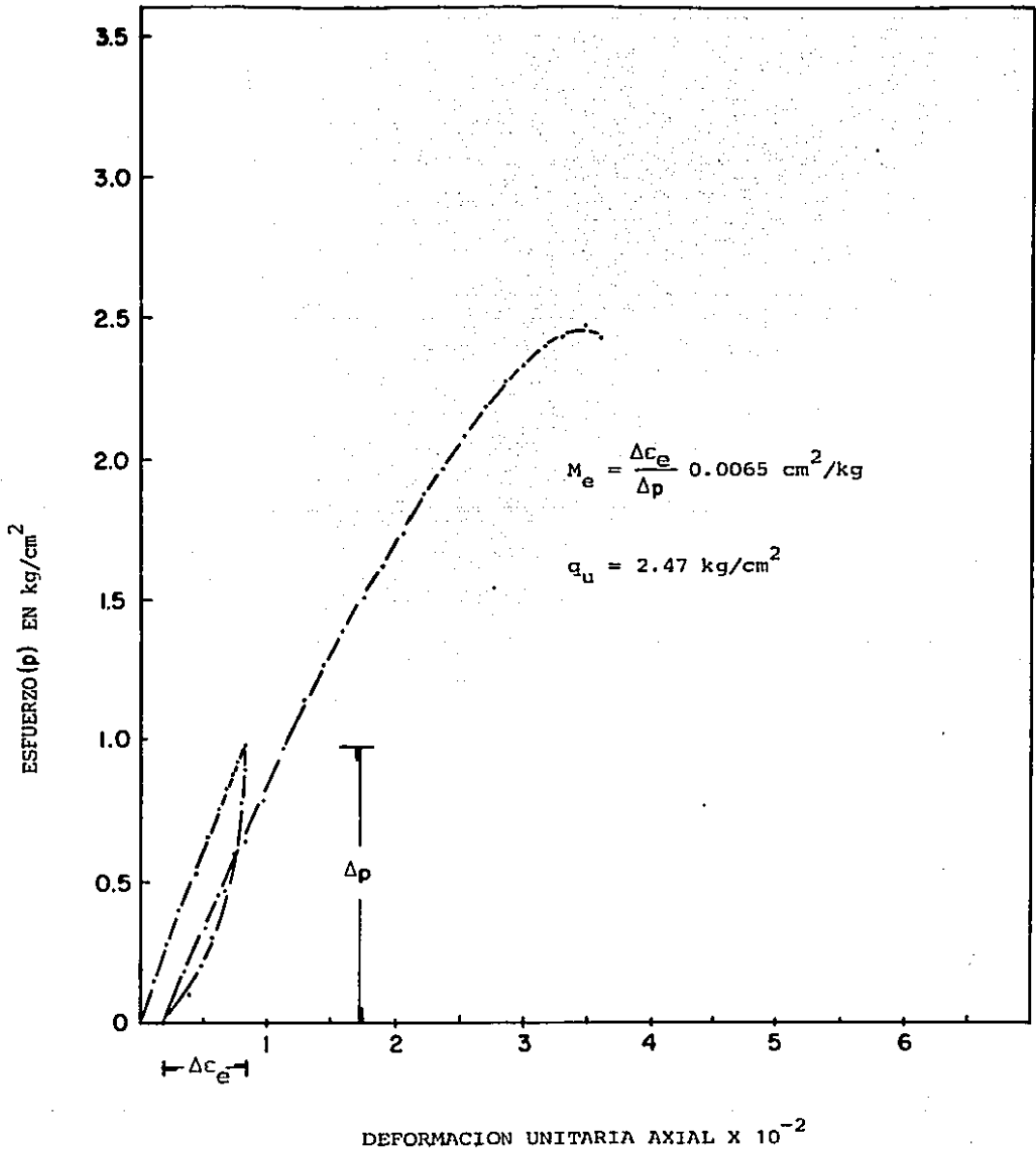


FIG. A3.5 ENSAYE T<sub>C</sub>-13. COMPRESION SIMPLE

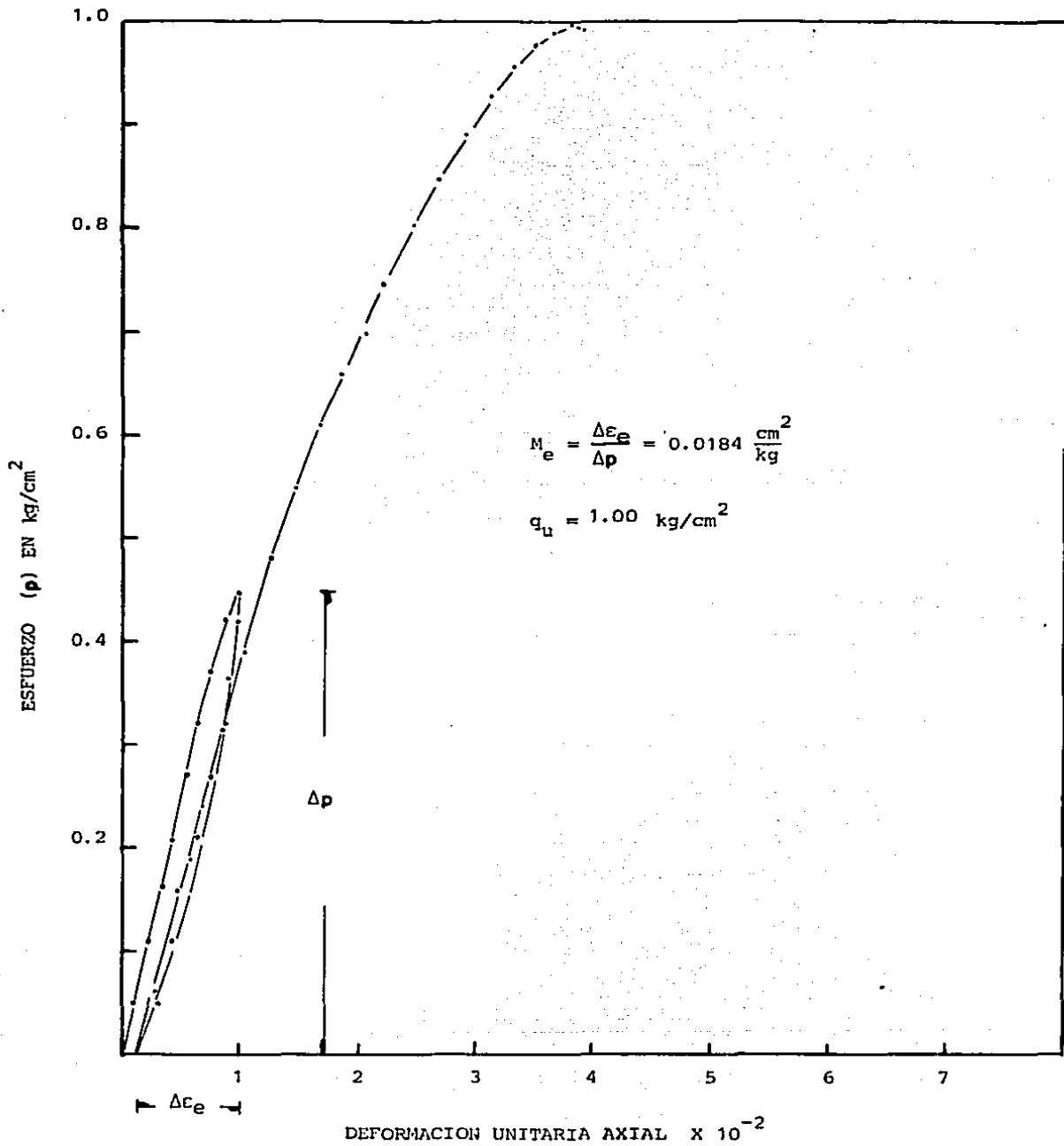


FIG. A3.5 ENSAYE T<sub>c</sub>-14, COMPRESION SIMPLE