

# COMPORTAMIENTO DE ARCILLAS SOMETIDAS A CARGAS CICLICAS

Pedro ORTIGOSA\*  
Ricardo SALSILLI\*\*  
Horacio MUSANTE\*  
Eugenio RETAMAL\*

## RESUMEN

*Se analiza el comportamiento post carga cíclica de una arcilla preparada en el laboratorio a partir de un slurry. Las probetas se consolidaron isotrópicamente a un estado normalmente consolidado, para posteriormente ser sometidas a un proceso de carga cíclica a través de la aplicación de tensiones desviadoras verticales de amplitud constante y aleatorias. Mediante la comparación del comportamiento carga-deformación no drenado antes y después de la aplicación de la carga cíclica, se establece el grado de deterioro inducido por dicha carga en la resistencia al corte y rigidez de las probetas ensayadas. Los resultados se comparan con los informados en la literatura para diferentes tipos de arcillas.*

## INTRODUCCION

La necesidad creciente de materializar obras civiles cada vez más monumentales, cuya ejecución es actualmente factible gracias a la implementación de nuevas técnicas y equipos constructivos, y a la cada vez menor disponibilidad de terrenos con buenas características geomecánicas, ha obligado al enfrentamiento con suelos de baja capacidad de soporte. Dentro de estos destacan los depósitos naturales de

---

\* Ingeniero Investigador del IDIEM

\*\* Alumno memorista, Sección Geotecnia del IDIEM

suelos finos saturados, o artificiales como el núcleo impermeable de una presa, muchos de los cuales se encuentran emplazados en áreas sísmicamente activas o donde la obra civil se encuentra sometida a cargas externas de naturaleza cíclica (plataformas costa afuera, fundaciones de máquinas, cargas de tráfico, hinca de pilotes, etc.). El comportamiento de estos suelos al ser sometidos a cargas cíclicas puede analizarse bajo los puntos de vista siguientes:

1. Degradación de la rigidez a medida que transcurre el evento cíclico lo cual es importante en el análisis de la respuesta dinámica de la masa de suelo fino involucrada. Esta respuesta es a su vez determinante en la evaluación de la magnitud del historial de tensiones cíclicas.
2. Degradación de la resistencia al corte y rigidez una vez finalizada la aplicación de las tensiones cíclicas. Esta degradación dependerá, entre otras cosas, del historial de dichas tensiones y se manifiesta al poco tiempo de ocurrido el evento ya sea si se produce un aumento posterior de las solicitaciones estáticas (por ej. vaciado de una presa) o bien a tensión estática constante debido a fenómenos de fluencia a largo plazo, probablemente gatillados por la solicitación cíclica previa. Para que ocurra esto último es necesaria la existencia de tensiones de corte sostenidas producto de un confinamiento anisotrópico.
3. Aumento de la resistencia y rigidez del suelo producto de la disipación de los incrementos de presión de poros generados por la aplicación de las tensiones cíclicas. Este efecto puede originarse tantas veces como eventos cíclicos se produzcan, para lo cual sólo se requiere que medie un tiempo suficiente entre eventos de modo que se desarrolle una efectiva disipación de las presiones de poros.

En relación al primer aspecto señalado en los párrafos precedentes, se han formulado métodos para evaluar la degradación de la rigidez de suelos finos saturados durante el transcurso del evento cíclico, en términos del historial de deformaciones cíclicas inducidas en la masa de suelo por dicho evento<sup>1, 2</sup>. Otra forma de evaluación ha sido presentada en términos de los incrementos de presiones de poros inducidos<sup>3</sup>. El limitado número de análisis no lineales informados en la literatura se refieren a la respuesta sísmica de depósitos de arcillas blandas en condición geostática, en donde se demuestra que la degradación es poco significativa en los resultados<sup>4</sup>. No obstante lo anterior, existen situaciones en las que las solicitaciones pueden presentar amplitudes y duraciones suficientes para sobrepasar el límite sobre el cual el efecto de la degradación en la respuesta dinámica del suelo comienza a ser importante. Tales situaciones podrían darse en problemas de interacción suelo-estructura o en depósitos en condición no geostática.

En relación al segundo aspecto, los estudios realizados se han basado en ensayos similares a los empleados en el análisis de la degradación durante la aplicación de la carga cíclica<sup>5</sup> al<sup>11</sup>. Para tal efecto se comparan las curvas tensión-deformación obtenidas con ensayos no drenados estáticos ejecutados



$$RPC_f = \bar{\sigma}_{c \max} / \bar{\sigma}_c$$

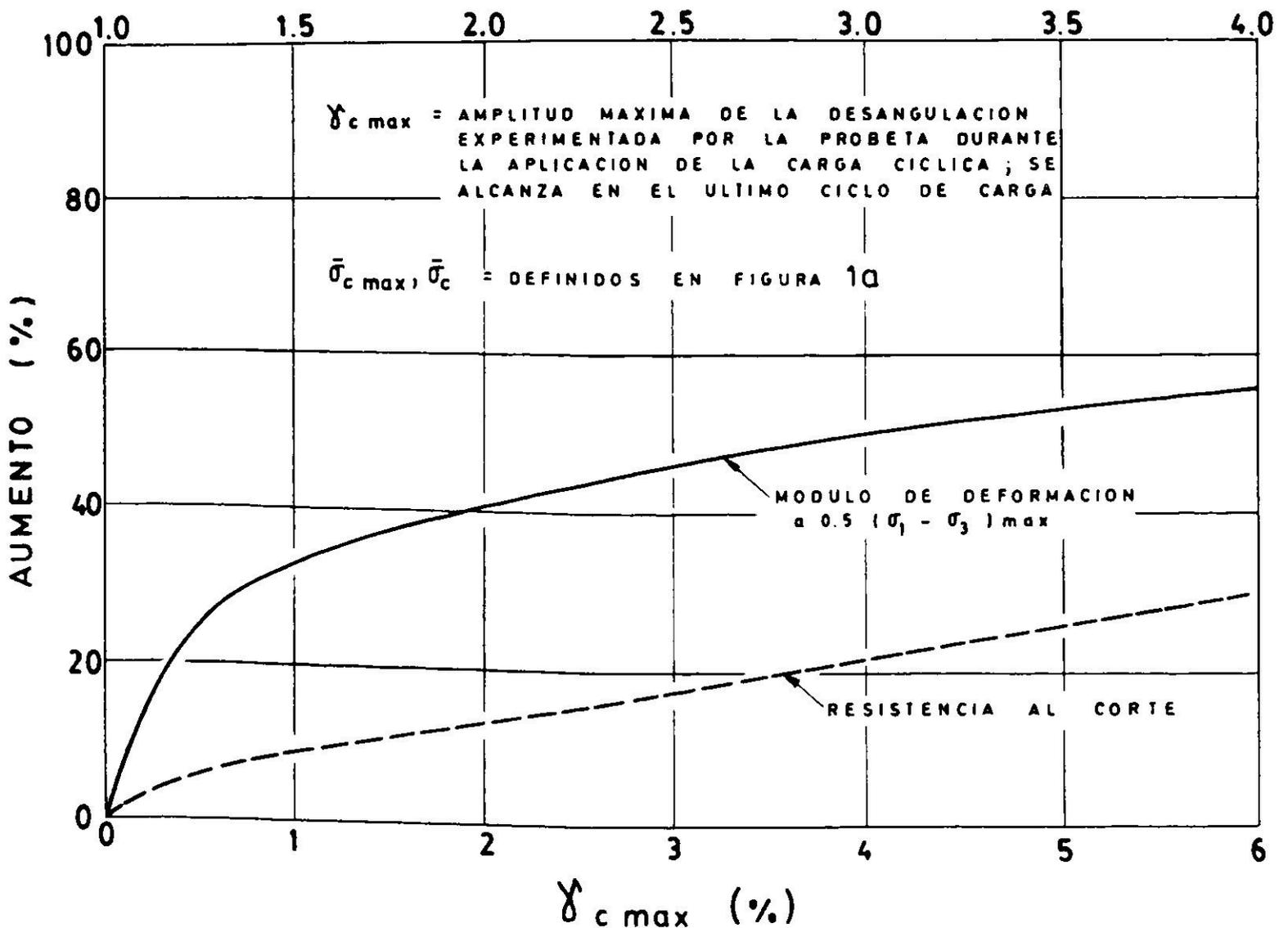


Fig. 1b. Aumento de la resistencia y rigidez no drenada post carga cíclica + drenaje; triaxial con carga cíclica de amplitud constante en probetas con  $RPC_0 = 1$  obtenidas de un slurry<sup>7</sup>.

En el presente trabajo se cubre el segundo de los aspectos ya señalados para el caso particular de confinamiento isotrópico en probetas que parten de un estado inicial normalmente consolidado. Incorpora, a diferencia de los trabajos previos que utilizan ensayos cíclicos con control de carga o deformación de amplitud constante, el efecto de un historial cíclico de amplitud aleatoria que simula en mejor forma los eventos cíclicos que comunmente se dan en la práctica.

## PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

### Preparación de las muestras

El suelo ensayado corresponde a la arcilla de Quilicura que se encuentra abarcando una extensa zona al Norponiente de la ciudad de Santiago. Presenta un peso específico de partículas  $G_s = 2.72$ , un límite líquido  $W_L = 44.6\%$  y un índice de plasticidad  $IP = 19.2\%$ . Con el fin de eliminar la aleatoriedad de propiedades índices y mecánicas normalmente presentes en depósitos naturales, se

utilizaron bloques preparados en el laboratorio a partir de un *slurry* el que fue consolidado unidimensionalmente a una presión vertical de  $2 \text{ kg/cm}^2$ . Para uniformizar aún más el suelo se procedió a remoldear los trozos extraídos del bloque, los que posteriormente fueron tallados con el fin de confeccionar probetas con un diámetro de  $3.56 \text{ cm}$  y una altura de  $7.25 \text{ cm}$ .

### Tipos y procedimiento de ensayo

Todas las probetas ensayadas se sometieron a un proceso de consolidación inicial isotrópico con una presión  $\bar{\sigma}_{c0} = 2 \text{ kg/cm}^2$  que es aproximadamente 1,5 veces la tensión de preconsolidación obtenida mediante ensayos de carga unidimensional, Fig. 2. Con ello se pretendió partir de un estado inicial normalmente consolidado de acuerdo a las recomendaciones de Ladd y Foott<sup>13</sup>. El proceso de consolidación se mantuvo durante 24 hrs permitiendo el drenaje en ambos extremos de la probeta, el que fue acelerado mediante el empleo de papel filtro.

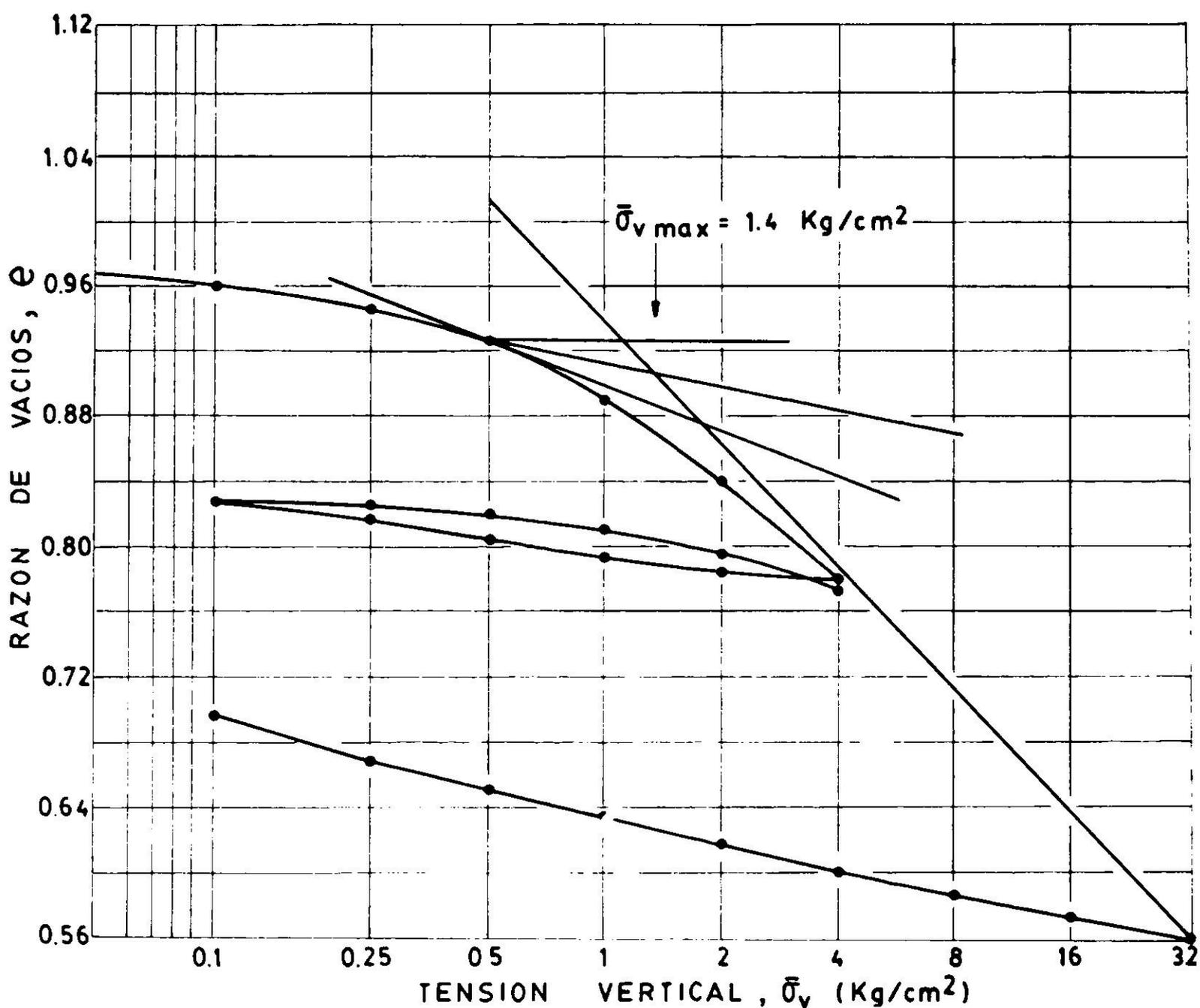


Fig. 2. Resultado ensayo de compresión unidimensional en probeta extraída del bloque (*slurry*) y posteriormente remoldeada.

Una vez consolidada la muestra se procedió a la aplicación no drenada de carga cíclica vertical durante la cual se registró la deformación axial, el

incremento de presión de poros y la tensión desviadora en función del número de ciclos. Terminada esta etapa, manteniendo cerrado el drenaje, se registró la variación de la presión de poros durante un lapso de 15 horas, tiempo que fue suficiente para que se igualara dicha presión dentro de la probeta. El proceso finalizó efectuando un ensayo triaxial estático no drenado de compresión en carga cuyo confinamiento isotrópico inicial,  $\bar{\sigma}_c$ , correspondió al estado de tensión efectiva alcanzado al término del proceso de igualización de presiones de poros post carga cíclica. En los casos en que la carga cíclica se reemplazó por un proceso de preconsolidación estática, ello se efectuó aumentando el *back pressure* a un valor previamente establecido, con lo cual el incremento de presión de poros inducido por la carga cíclica fue reemplazado por un incremento estático. Con el fin de mantener las condiciones finales de las probetas tanto para los incrementos de presión de poros cíclicos como estáticos, la etapa de igualización en estos últimos también se mantuvo por un lapso de 15 horas, al cabo del cual se efectuó el ensayo triaxial estático no drenado de compresión en carga. Para analizar la influencia de la carga cíclica o de la preconsolidación estática en el deterioro de la resistencia al corte y rigidez de las probetas, los resultados del ensayo triaxial no drenado post carga cíclica o post preconsolidación estática se compararon con los obtenidos en un ensayo triaxial estático no drenado de referencia sobre una probeta consolidada isotrópicamente a  $\bar{\sigma}_{c0} = 2 \text{ kg/cm}^2$  (probeta virgen normalmente consolidada).

Todos los ensayos fueron con control de carga, las probetas se saturaron hasta alcanzar un parámetro de presión de poros  $B \geq 93\%$ , la aplicación de carga cíclica se efectuó con una frecuencia de 0.15 Hertz manteniendo su amplitud constante o variable según el caso y la velocidad de carga para los ensayos triaxiales estáticos fue de  $1.2 \text{ kg/cm}^2/\text{hr}$ . En la Tabla I se presenta un resumen de los ensayos realizados y en la Fig. 3 dos registros típicos de la tensión desviadora cíclica de amplitud variable aplicada a las probetas.

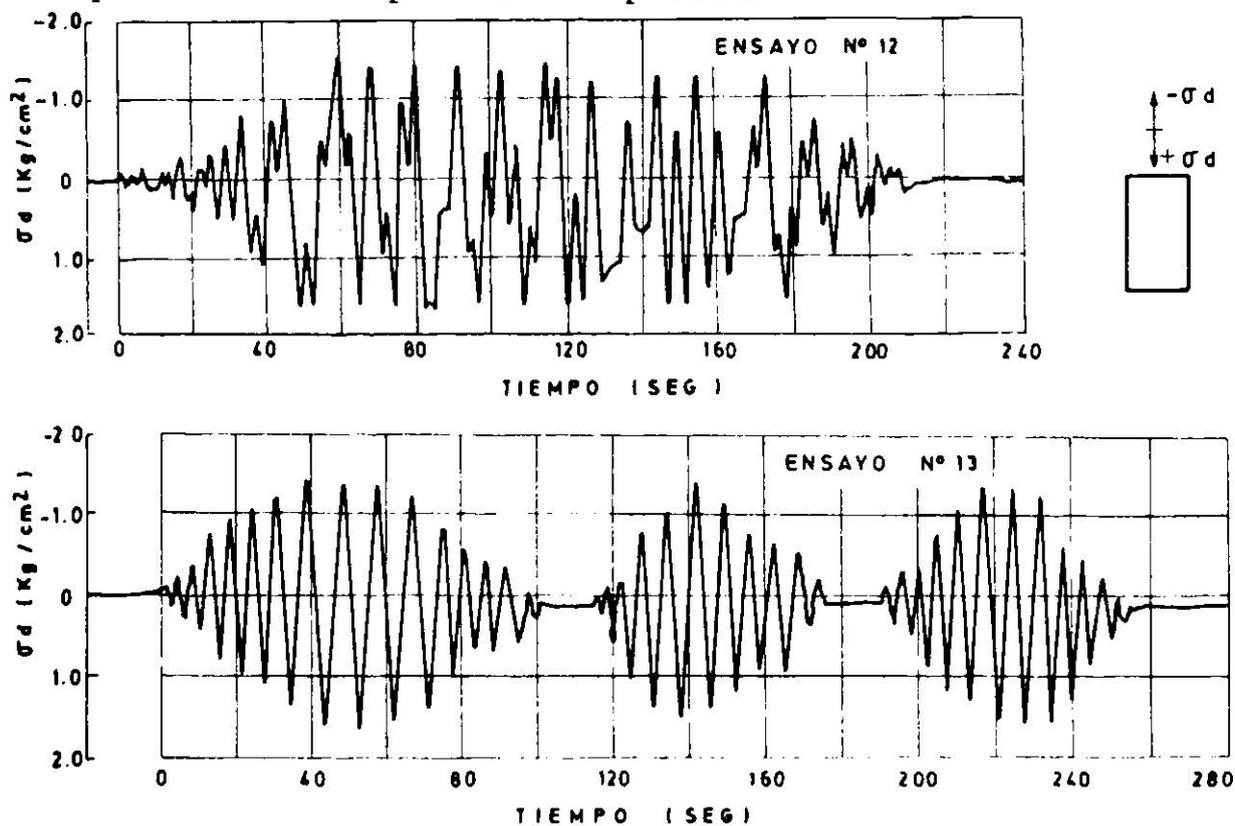


Fig. 3. Registros típicos de la tensión desviadora cíclica de amplitud variable.

TABLA I  
ENSAYOS TRIAXIALES ESTATICOS DE COMPRESION EN CARGA NO DRENADOS

Ensayo No	B (%)	RPC <sub>o</sub>	±σ <sub>d</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	N (ciclos)	RPC <sub>f</sub>	Descripción triaxial estático CIU
1*	100	1.0			1.0	Triaxial post preconsolidación estática.
2	100	1.0	—		2.0	
3	97	1.0		—	4.0	
4	96	1.0			8.0	
5	97	1.0	0.5	10	1.18	Triaxial post preconsolidación por carga cíclica de amplitud constante.
6	100	1.0	0.5	100	1.33	
7	92	1.0	1.5	10	4.44	
8	100	1.0	1.0	10	2.21	
9	94	1.0	1.0	100	7.84	
10	99	1.0	1.0	18	1.66	Triaxial post preconsolidación por carga cíclica de amplitud variable.
11	93.1	1.0	1.0	90	3.00	
12	93.2	1.0	1.5	30	5.62	
13	94.5	1.0	1.5	38	6.78	
14	94.7	1.0	1.0	4	2.95	Triaxial post preconsolidación estática + cíclica de amplitud constante.

B : Parámetro de presión de poros  
 RPC<sub>o</sub> : Razón de preconsolidación inicial  
 ±σ<sub>d</sub> : Máxima amplitud tensión desviadora cíclica  
 N : Número de ciclos aplicados en condición no drenada  
 RPC<sub>f</sub> : Razón de preconsolidación final

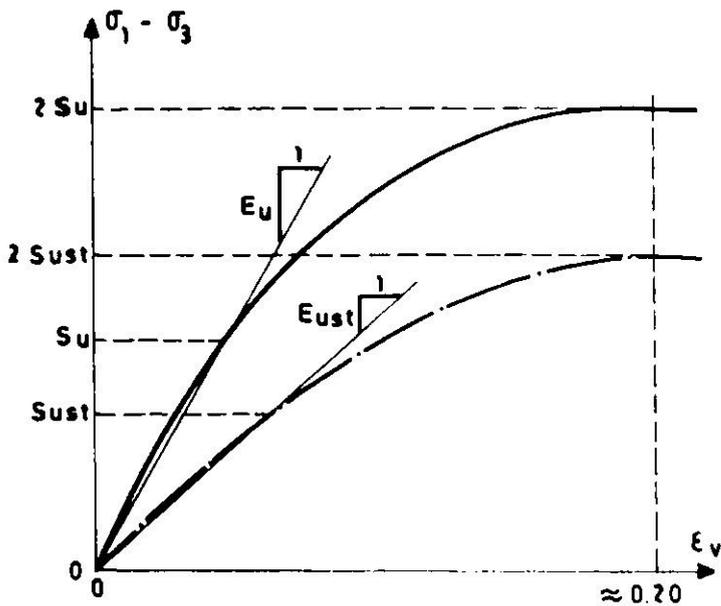
$$RPC_o = \frac{\bar{\sigma}_{cmax}}{\bar{\sigma}_{co}} \quad RPC_f = \frac{\bar{\sigma}_{cmax}}{\bar{\sigma}_{co} - \Delta u} = \frac{\bar{\sigma}_{cmax}}{\bar{\sigma}_c}$$

$\bar{\sigma}_{co}$  : Tensión de confinamiento inicial isotrópica igual a 2kg/cm<sup>2</sup> para todas las probetas.  
 $\bar{\sigma}_{cmax}$  : Tensión máxima de preconsolidación isotrópica (para las probetas ensayadas  $\bar{\sigma}_{cmax} = \bar{\sigma}_{co}$ )  
 $\Delta u$  : Incremento de presión de poros igualizado al cabo de la preconsolidación estática (ensayos 2 a 4), al cabo de la aplicación de carga cíclica (ensayo 5 a 13) o al cabo de la suma de ambas (ensayo 14).

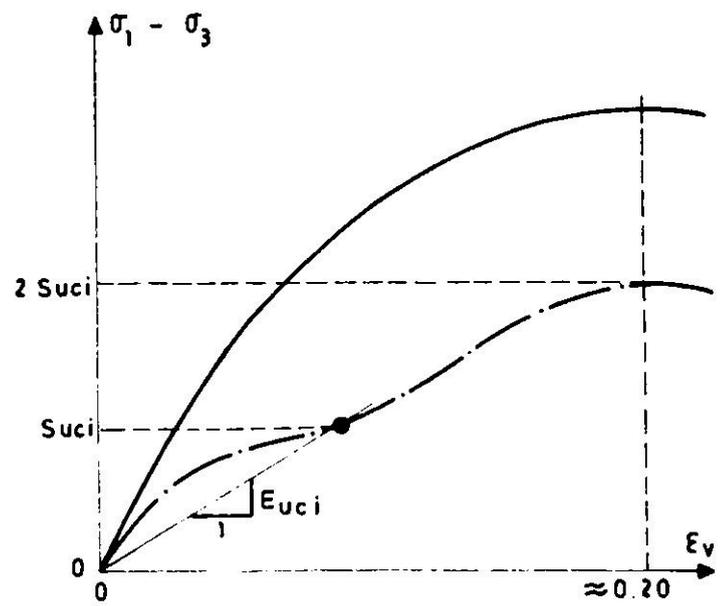
\* Ensayo triaxial de referencia en probeta normalmente consolidada.

RESULTADOS

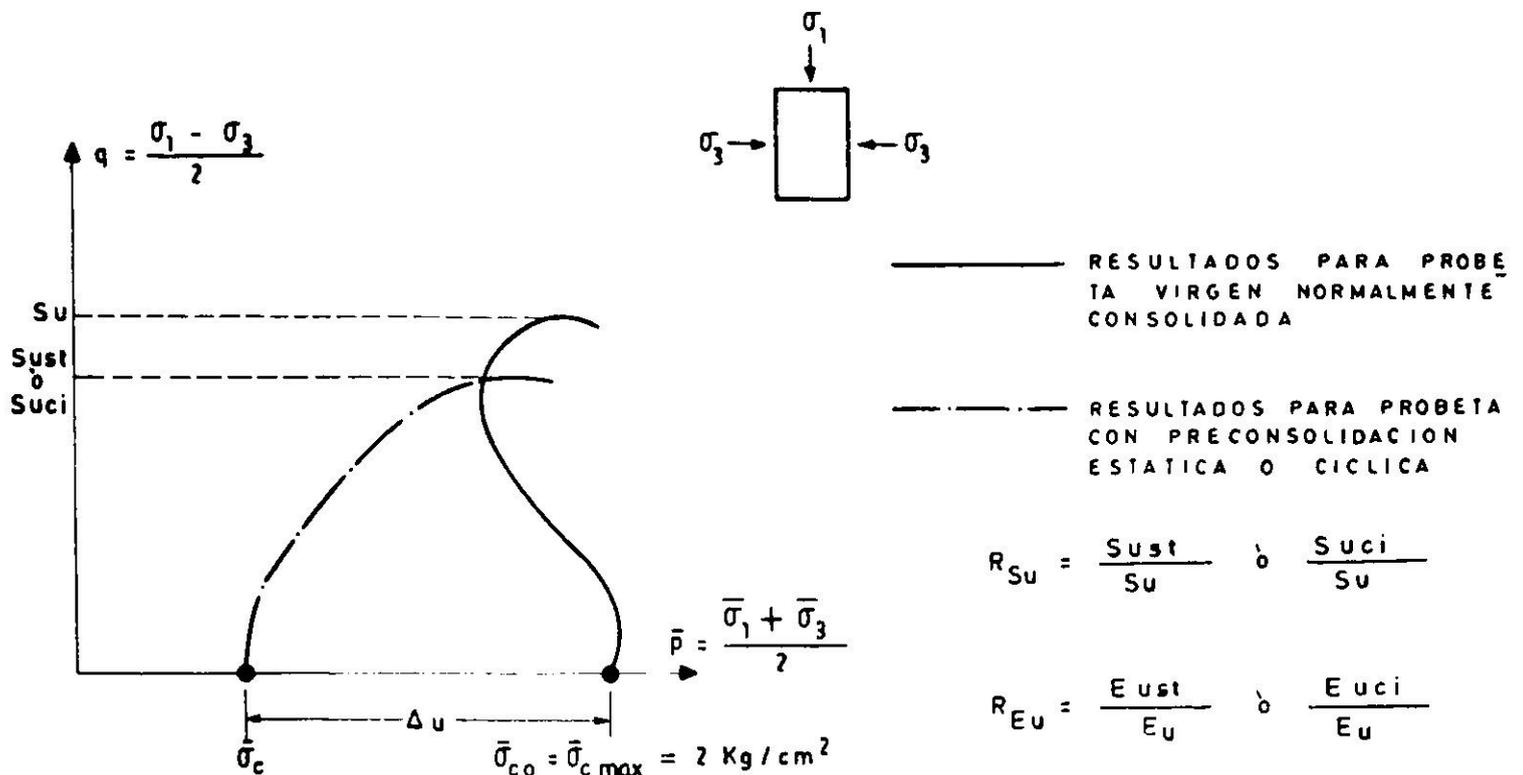
En la Fig. 4 se definen los términos en base a los cuales se cuantificó la degradación de la resistencia al corte y rigidez no drenada debida a la aplicación de carga cíclica. Para el ensayo triaxial de referencia en probeta normalmente consolidada los valores de S<sub>u</sub> y E<sub>u</sub> resultaron iguales a 1.65 kg/cm<sup>2</sup> y 118 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente. Estos valores se utilizaron como base de comparación para evaluar los factores de degradación de resistencia al corte, R<sub>S<sub>u</sub></sub>, y de rigidez, R<sub>E<sub>u</sub></sub>, en función de la razón de preconsolidación final RPC<sub>f</sub> inducida en la probeta en forma estática o por el incremento de presión de poros desarrollado durante la carga cíclica. En ambos casos los incrementos de presión de poros corresponden a valores igualizados.



(a) CURVAS TENSION - DEFORMACION PARA PRECONSOLIDACION ESTATICA



(b) CURVAS TENSION - DEFORMACION PARA PRECONSOLIDACION CICLICA



(c) TRAYECTORIAS DE TENSIONES EFECTIVAS

- $\epsilon_v$  = Deformación unitaria vertical de la probeta
- $\Delta u$  = Incremento p.p. igualizado al cabo de la preconsolidación estática o al cabo de la aplicación de carga cíclica.
- $S_u$  = Resistencia al corte no drenada en probeta virgen normalmente consolidada. ( $RPC_0 = 1$ )
- $S_{ust}$  = Resistencia al corte no drenada probeta con preconsolidación estática.
- $S_{uci}$  = Resistencia al corte no drenada post carga cíclica.
- $E_u$  = Módulo de deformación no drenado en probeta virgen N.C. a  $0.5(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$
- $E_{ust}$  = Módulo de deformación no drenado para preconsolidación estática a  $0.5(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$
- $E_{uci}$  = Módulo de deformación no drenado post carga cíclica a  $0.5(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$
- $R_{Su}$  = Factor de degradación de la resistencia al corte no drenada.
- $R_{Eu}$  = Factor de degradación de la rigidez a carga no drenada

NOTA: Si  $RPC_0 > 1$ , los términos de referencia  $S_u$  y  $E_u$  determinados en probetas confinadas a la presión  $\bar{\sigma}_{c0}$ .

Fig. 4. Definición de la terminología empleada

La variación de los parámetros de degradación  $R_{Su}$  y  $R_{Eu}$  en función de  $RPC_f$  aparecen graficados en las Figs. 5 y 6 respectivamente. Estos resultados indican que: (i) A medida que aumenta  $RPC_f$  o, si se quiere, a medida que los incrementos de presión de poros inducidos por la preconsolidación estática o cíclica aumentan, se produce un deterioro en la resistencia al corte y en la rigidez del suelo; (ii) El deterioro es más dramático para el caso de la rigidez que para la resistencia; y (iii) La aplicación de carga cíclica de amplitud variable es menos degradante que la carga cíclica de amplitud constante.

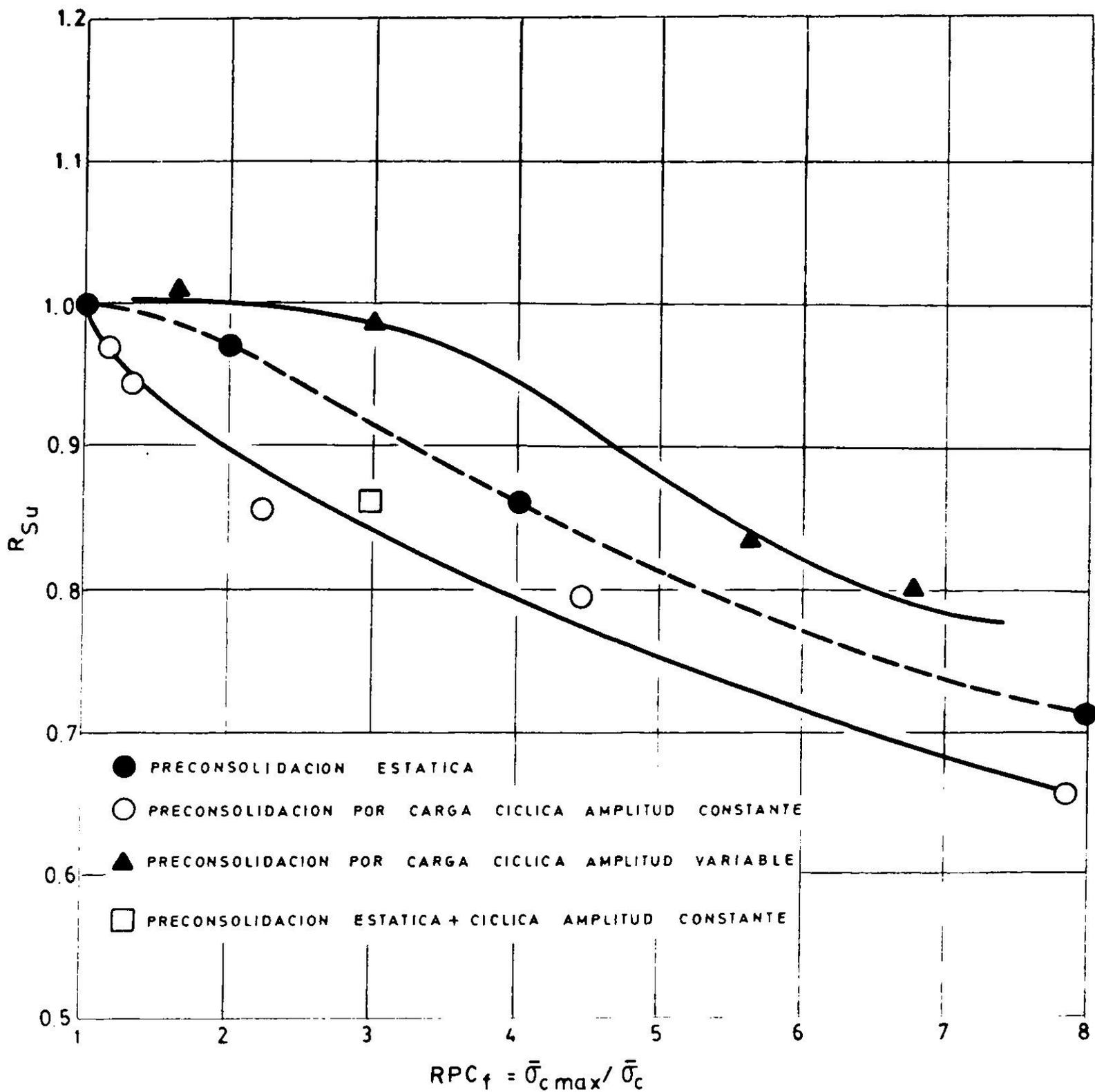


Fig. 5. Factor de degradación de la resistencia al corte no drenada – Probetas obtenidas de un slurry con  $RPC_0 = 1$ .

Con el fin de establecer hasta que punto el efecto de la preconsolidación estática resulta similar al provocado por la preconsolidación cíclica se elaboraron las Figs. 7 y 8.

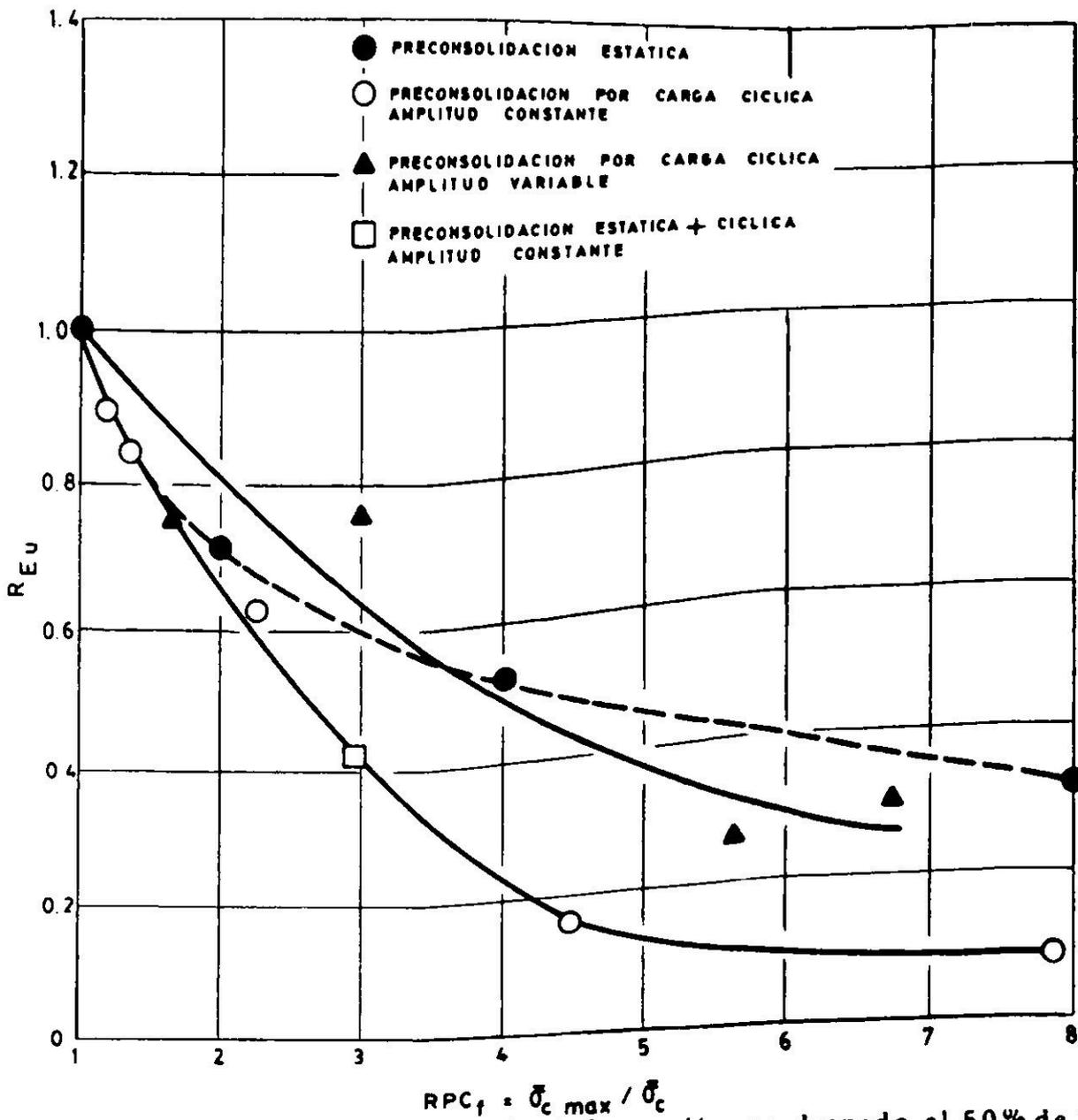


Fig. 6. Factor de degradación del módulo de deformación no drenado al 50% de la tensión de falla - Probetas obtenidas de un slurry con  $RPC_0 = 1$ .

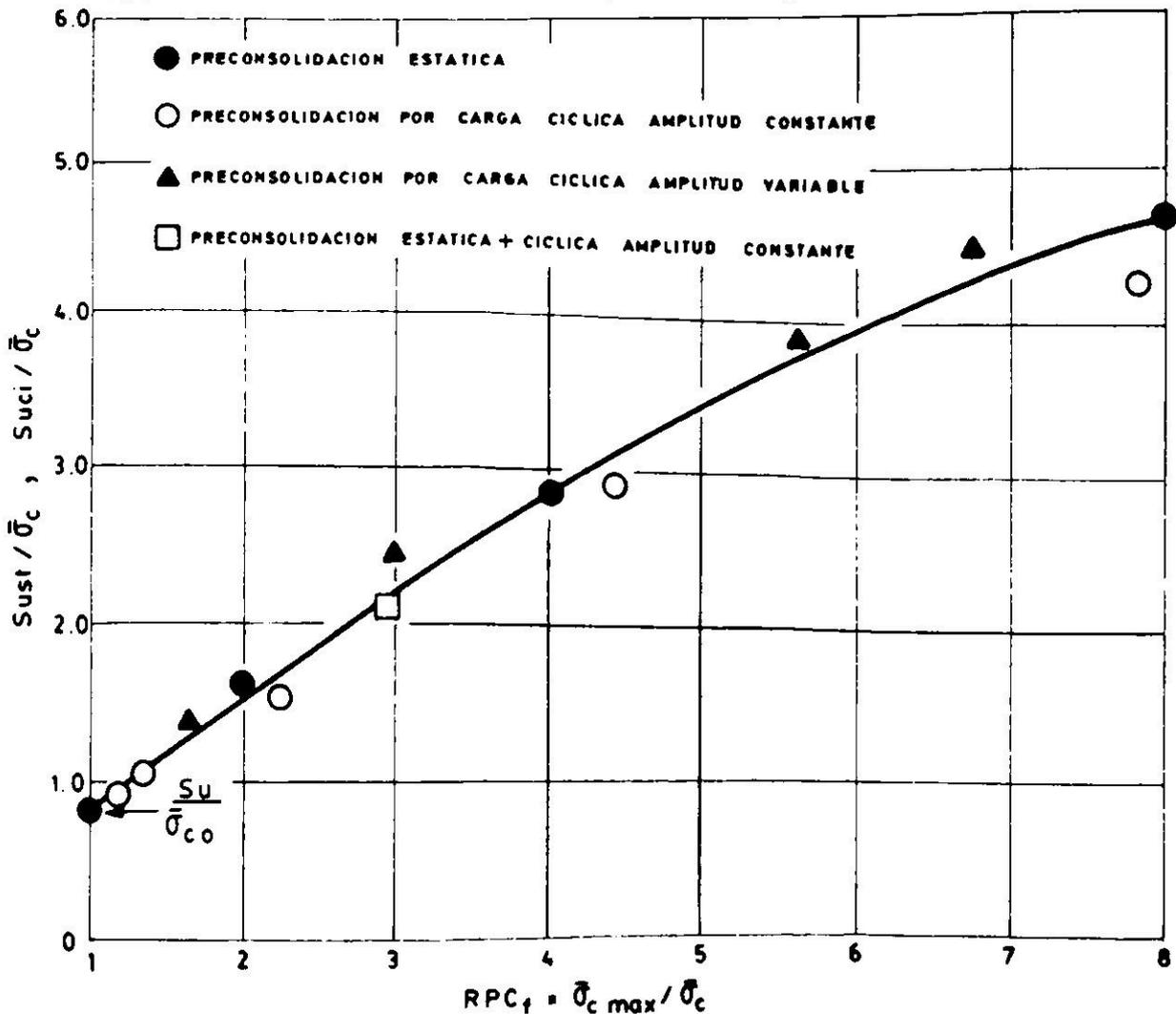


Fig. 7. Resistencia al corte no drenada normalizada - Probetas obtenidas de un slurry con  $RPC_0 = 1$ .

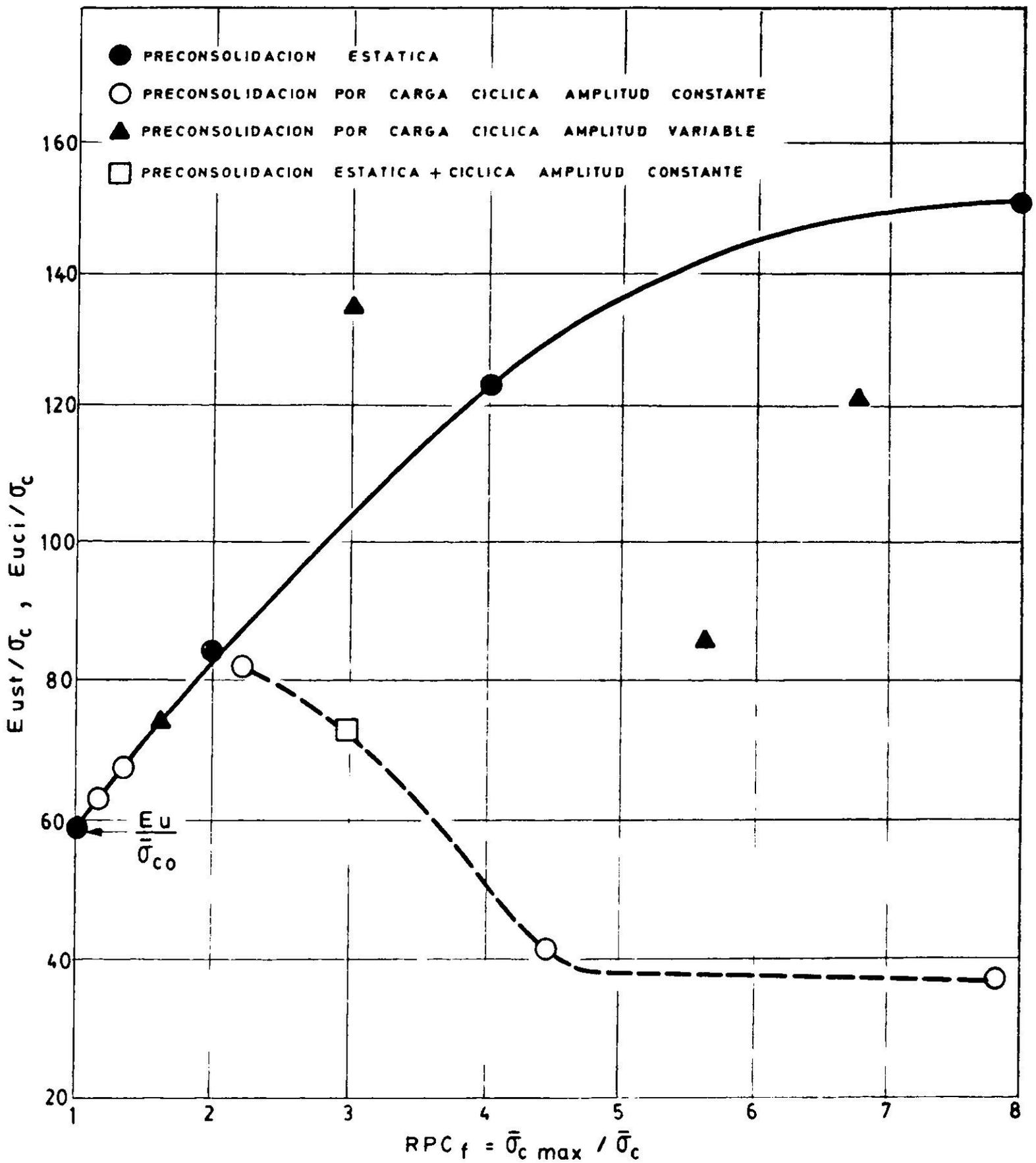


Fig. 8. Normalización del módulo de deformación no drenado al 50% de la tensión de falla - Probetas obtenidas de un slurry con  $RPC_0 = 1$

En la primera de ellas se observa que existe un comportamiento normalizado de la resistencia al corte no drenada, prácticamente independiente del tipo de preconsolidación sea ésta estática, cíclica de amplitud constante o cíclica de amplitud variable. Un resultado similar es informado por Koutsoftas<sup>6</sup>, por Matsui et al<sup>7</sup> y por Matsui y Abe<sup>8</sup> al comparar resistencias no drenadas en función del grado de preconsolidación estático y cíclico de amplitud constante. En lo referente al módulo de deformación, la Fig. 8 indica que el comportamiento normalizado se extiende hasta valores de  $RPC_f \approx 2$ , observándose un divorcio en las curvas para razones de preconsolidación mayores. Este divorcio es más

significativo cuando se compara el efecto de la preconsolidación estática con la cíclica de amplitud constante. Para preconsolidaciones debidas a cargas cíclicas de amplitud variable el divorcio tiende a ser menos pronunciado; sin embargo, los resultados con cargas cíclicas de amplitud variable muestran una manifiesta dispersión, atribuible a que el patrón que caracteriza la evolución temporal de dichas amplitudes fue diferente para cada ensayo (ver Fig. 3). Los resultados de la Fig. 8 son similares a los informados por Matsui y Abe (1981). Esto queda de manifiesto en la Fig. 9, en la cual se observa que para  $RPC_f > 2$  los módulos de deformación normalizados obtenidos con preconsolidación cíclica de amplitud constante son menores a los asociados a una preconsolidación estática. Esta disminución se acrecienta a medida que  $RPC_f$  aumenta, tendiendo a asintonizarse para valores de  $RPC_f$  entre 6 y 8. De los resultados expuestos en las Figs. 7 a 9 es posible concluir que: (i) Existe comportamiento normalizado de la resistencia al corte no drenada en función de la razón de preconsolidación  $RPC_f$  independientemente si esta última se origina por solicitudes estáticas o por eventos cíclicos de amplitud constante o variable; (ii) Para el módulo de deformación no drenado es válida la conclusión anterior en tanto que  $RPC_f \leq 2$ ; (iii) Para  $RPC_f > 2$  se observa un divorcio en la normalización de los módulos de deformación que se traduce en valores de  $E_u/\bar{\sigma}_c$  para preconsolidación cíclica de amplitud constante menores a los obtenidos con preconsolidación estática; y (iv) Para los ensayos con preconsolidación cíclica de amplitud variable y  $RPC_f > 2$  no existe una tendencia definida en los módulos normalizados, lo que sería atribuible a diferencias en los historiales de carga cíclica utilizados en dichos ensayos.

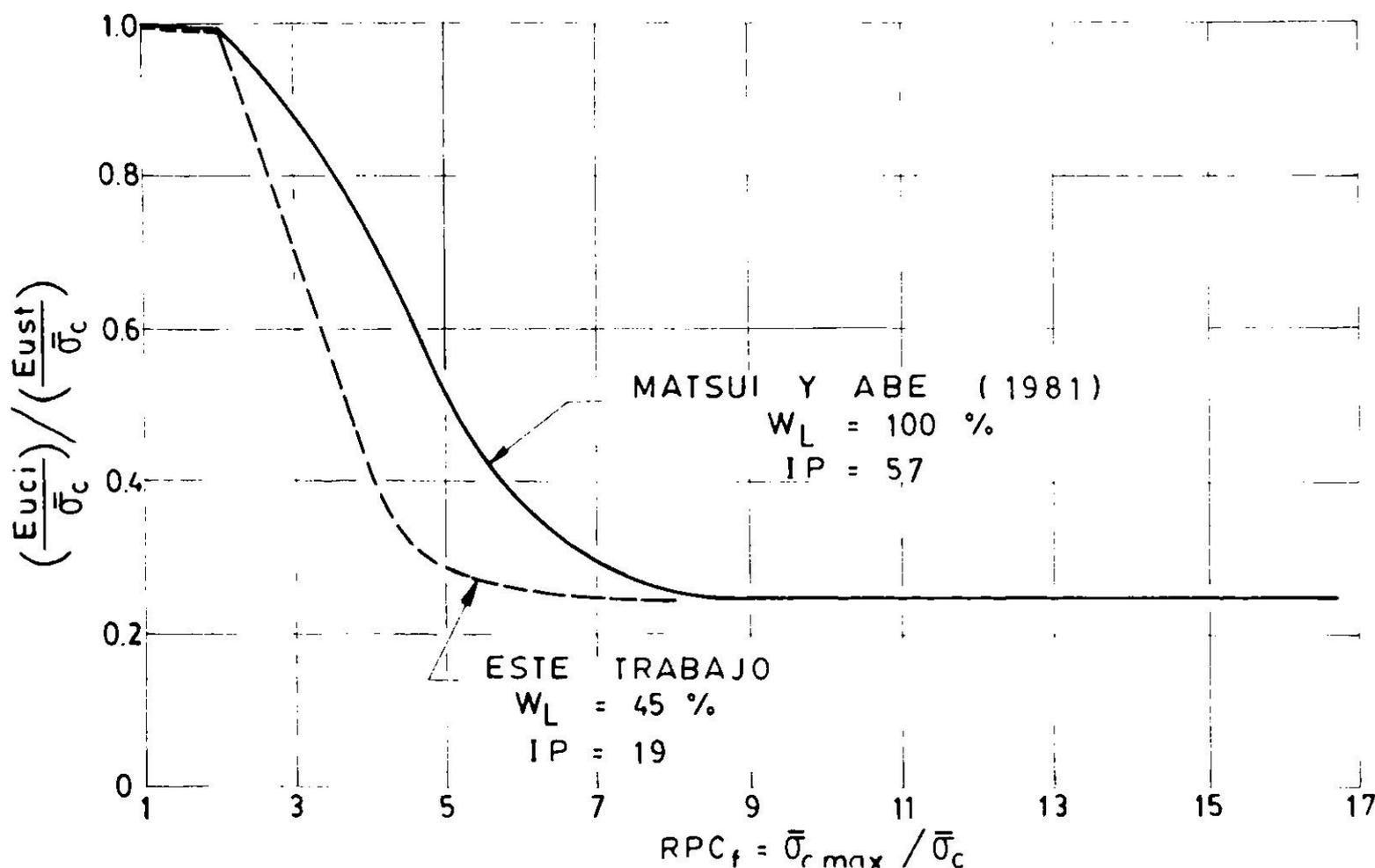


Fig. 9. Comparación entre los módulos de deformación normalizados para preconsolidación estática y cíclica de amplitud constante - Probetas obtenidas de un slurry con  $RPC_0 = 1$ .

## COMPARACION DE RESULTADOS

Con el fin de establecer una comparación entre los factores de degradación de resistencia al corte,  $R_{Su}$ , y de rigidez,  $R_{Eu}$ , obtenidos en el presente trabajo con los informados por otros investigadores, se confeccionaron las Figs. 10 y 11. En la Tabla II se resumen las principales características de los suelos ensayados observándose que corresponden a probetas de arcilla naturales y confeccionadas a partir de un *slurry*, con límites de Atterberg que cubren un amplio espectro.

TABLA II

PROPIEDADES INDICES Y CONDICIONES DE ENSAYO PARA  
EVALUAR LA DEGRADACION POST CARGA CICLICA EN  
SUELOS FINOS SATURADOS

Característica	Matsui et al (1980)	Koutsoftas (1978)		Singh et al (1978)	Castro y Christian (1976)	C.E. 160.531 IDIEM	Este trabajo
		CL	CH				
Peso específico	2.68	—	—	2.78	—	—	2.72
Límite líquido	93	36	65	37	46	60	45
Índice plasticidad	55	18	40	18	17	14	19
Sensibilidad	—	8-10	2-5	4-8	Alta	—	—
Tipo de muestra	Slurry	Natural		Natural	Natural	Natural	Slurry
$RPC_{\sigma}$	1 a 4	1 y 4		1 y 4	1	1.5	1
Tipo de ensayo	Triaxial con control carga y $\sigma_m = Cte$	Triaxial con control de carga		Triaxial y corte simple con control deformación	Triaxial con control de carga	Triaxial con control de carga	Triaxial con control de carga
Razón de carga cíclica $\sigma_d/2S_u$	0.3 a 0.65	0.55 a 0.75		—	0.6	0.30 a 0.40	0.15 a 0.45
Amplitud sollicitación cíclica	Constante	Constante		Constante	Constante	Constante	Constante y variable
Frecuencia carga cíclica Hertz	0.02 a 0.5	1.0				0.15	0.15

Los factores de degradación graficados corresponden a preconsolidaciones originadas exclusivamente por carga cíclica, eligiéndose las formas de representación tradicionales utilizadas en la literatura. Dichas formas expresan los factores de degradación en función de la razón de preconsolidación  $RPC_f$  o en términos de la amplitud máxima de la desangulación cíclica,  $\gamma_{cm\max}$ , experimentada por la probeta durante la aplicación del historial de carga cíclica. Todos los ensayos se realizaron en equipos triaxiales con control de carga, salvo los informados por Singh et al<sup>4</sup> que utilizaron control de deformación. La amplitud de la carga o de la deformación cíclica impuesta a la probeta fue constante en todos ellos, salvo el conjunto de ensayos efectuados en el presente trabajo en los que se adicionó el empleo de carga cíclica de amplitud variable (aleatoria). En lo referente al valor de  $\gamma_{cm\max}$ , para los ensayos con carga cíclica de amplitud constante, su valor se obtiene en el último ciclo de carga ya que la probeta se ablanda a medida que transcurre el ensayo. Este ablandamiento tiene su origen en el incremento de la presión de poros,  $\Delta u$ , inducido por el ciclaje.

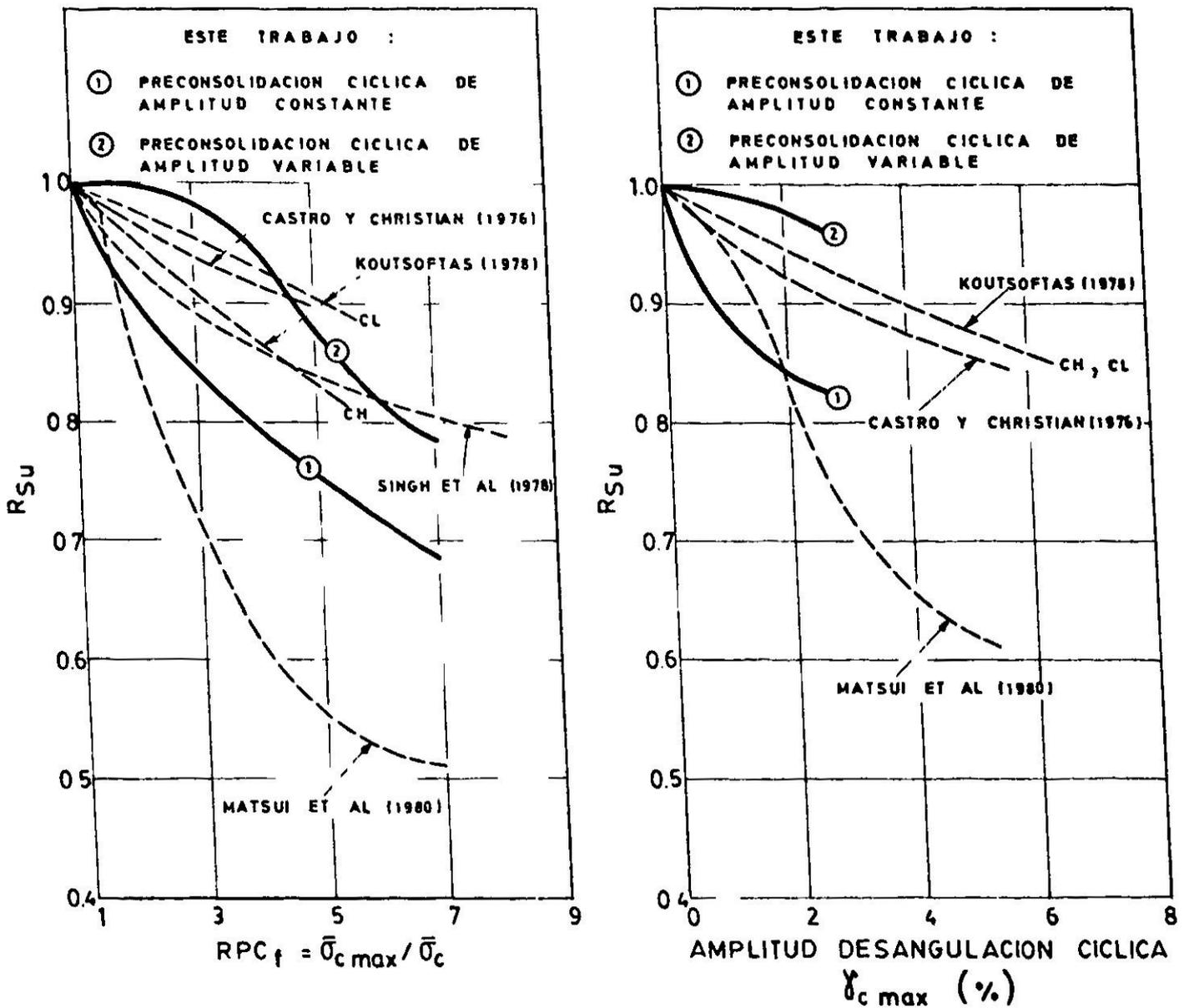


Fig. 10. Factores de degradación para cargas cíclicas de la resistencia al corte no drenada - Arcillas con  $RPC_0 = 1$  ensayadas en triaxial cíclico.

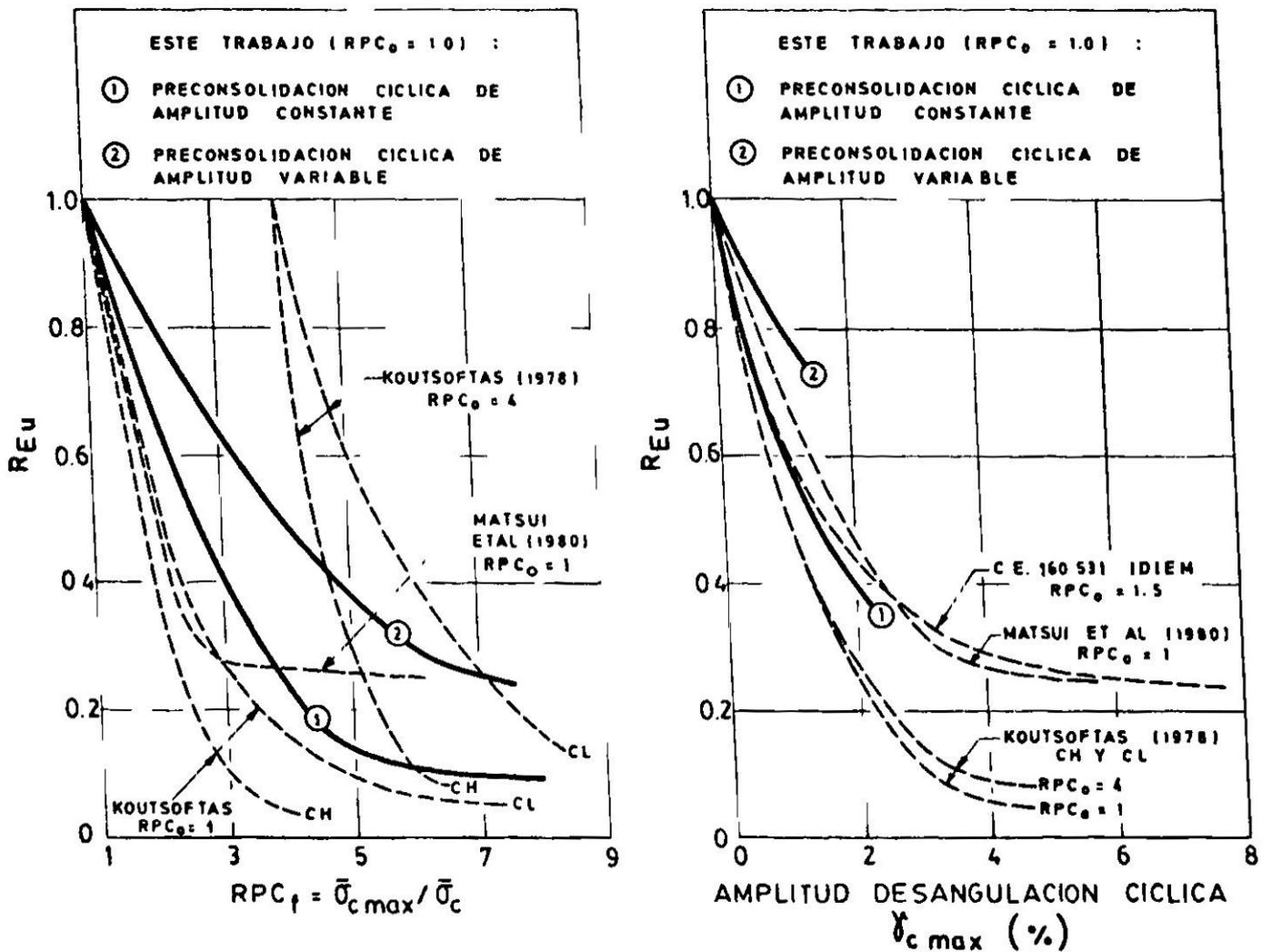


Fig. 11. Factores de degradación para carga cíclica del módulo de deformación no drenado a 50% de la tensión de falla - Arcillas ensayadas en triaxial cíclico con control de carga.

Para el conjunto de ensayos con carga cíclica de amplitud variable, la desangulación cíclica máxima se obtuvo hacia el término de la aplicación de ciclos de gran amplitud.

Para efectos de determinar  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  en los ensayos triaxiales, se utilizó la siguiente relación:

$$\gamma_{cm\acute{a}x} = (1 + \nu)\epsilon_{cm\acute{a}x}$$

en que  $\nu$  = módulo de Poisson del suelo ensayado que resulta igual a 0.5 por tratarse de carga cíclica en condiciones no drenadas y  $\epsilon_{cm\acute{a}x}$  = máxima amplitud de la deformación cíclica vertical experimentada por la probeta durante la aplicación de la carga cíclica. En todos los ensayos graficados  $\epsilon_{cm\acute{a}x} = 0.5 \epsilon_{m\acute{a}xpp}$  siendo  $\epsilon_{m\acute{a}xpp}$  la máxima amplitud pico-pico registrada; se exceptúan los resultados de Matsui et al<sup>7</sup> en los que se adoptó el máximo valor de  $\epsilon_c$  entre el estado de compresión y extensión. Cabe señalar finalmente que no siempre fue posible incorporar la información recogida de diferentes autores en todos los gráficos presentados en las Figs 10 y 11; ello debido a que en algunos casos dicha información aparece en términos de  $RPC_f$ , en otros en términos de  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  o simplemente porque se desconoce la totalidad de los resultados de los programas de ensayo que habría permitido una manipulación más completa de ellos.

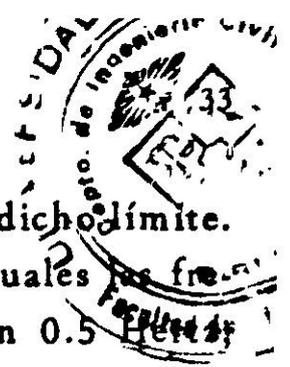
En lo que respecta al factor de degradación  $R_{Su}$ , los resultados graficados en la Fig. 10 permiten concluir que: (i) En todos los casos existe un deterioro de la resistencia al corte no drenada post carga cíclica que aumenta con  $RPC_f$  (aumento de  $\Delta u$ ) o con  $\gamma_{cm\acute{a}x}$ ; (ii) No existe una correlación aparente entre dicho deterioro y la plasticidad del suelo; (iii) Pareciera que las probetas preparadas a partir de un *slurry* presentan un mayor grado de deterioro que las probetas naturales; (iv) No se produce un asintotizamiento evidente de  $R_{Su}$  a medida que aumenta  $RPC_f$  o  $\gamma_{cm\acute{a}x}$ ; (v) Desde un punto de vista práctico resulta más conveniente expresar el factor de degradación  $R_{Su}$  en términos de la desangulación  $\gamma_{cm\acute{a}x}$ , ya que este último parámetro es el que tradicionalmente se obtiene en la respuesta dinámica de un depósito de suelo o en un problema de interacción suelo estructura; la expresión de  $R_{Su}$  en términos de la razón de preconsolidación  $RPC_f$  presenta el inconveniente de tener que evaluar los incrementos de presión de poros lo cual introduce una complicación innecesaria; (vi) Al comparar los valores de  $R_{Su}$  en función de  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  se hace evidente que un historial cíclico de amplitud variable, origina un deterioro en la resistencia al corte francamente inferior que el provocado por un historial cíclico de amplitud constante; para hacer equivalentes ambos historiales, el limitado número de ensayos disponibles indica que el  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  asociado al historial de amplitud variable habría que multiplicarlo por un coeficiente reductor igual a 0.30 como mínimo; y (vii) Para depósitos en condición geostática la magnitud de los valores de  $R_{Su}$

es poco significativa ya que, en el caso de sismos, es difícil que se desarrollen valores de  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  superiores a  $2 \times 10^{-1} \%$ , con lo cual el porcentaje de reducción en la resistencia de suelos finos saturados post carga cíclica es irrelevante; sin embargo, pueden existir situaciones no geostáticas o problemas de interacción suelo estructura (por ej. hinca de pilotes) en los cuales dicho porcentaje de reducción podría alcanzar valores de cierto interés.

En lo relativo al factor de degradación  $R_{Eu}$ , los resultados graficados en la Fig. 11 permiten concluir que: (i) En todos los casos existe un deterioro del módulo de deformación no drenado post carga cíclica que aumenta con  $RPC_f$  (aumento de  $\Delta u$ ) o con  $\gamma_{cm\acute{a}x}$ ; este deterioro tiende a asintotizarse para desangulaciones cíclicas del orden de 4% independientemente de la plasticidad del suelo fino involucrado, de la naturaleza de las probetas (naturales o preparadas a partir de un *slurry*) y del grado de preconsolidación inicial  $RPC_0$ ; (ii) No existe una correlación aparente entre  $R_{Eu}$ , la plasticidad del suelo, la naturaleza de las probetas y el valor de  $RPC_0$ ; (iii) Al igual que en el caso de degradación de la resistencia al corte, resulta más conveniente expresar la degradación de rigidez en términos de la desangulación  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  experimentada por el suelo durante el evento cíclico; más aún, para un determinado suelo, pareciera que la variación  $R_{Eu}$  vs  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  resulta independiente de la razón de preconsolidación inicial  $RPC_0$ ; (iv) Al comparar los valores de  $R_{Eu}$  en función de  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  nuevamente se hace evidente que un historial cíclico de amplitud variable origina un deterioro en la rigidez francamente inferior que el provocado por un historial cíclico de amplitud constante; para hacer equivalentes ambos historiales, el limitado número de ensayos disponibles indica que el  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  asociado al historial de amplitud variable habría que multiplicarlo por un coeficiente reductor igual a 0.5 como mínimo; y (v) A diferencia de lo que ocurre para el factor  $R_{Su}$ , la degradación de la rigidez post carga cíclica se ve afectada más dramáticamente por el evento cíclico; esto significa que para depósitos de suelos finos saturados, el efecto de la degradación post carga cíclica en la rigidez del suelo debe ser considerado muy cuidadosamente, especialmente en problemas no geostáticos o cuando la interacción suelo estructura induzca niveles de desangulación cíclica superiores a 0.5% (amplitud constante) o superiores a 1% (amplitud variable).

### EFFECTO DE LA FRECUENCIA

Es un hecho ampliamente aceptado que en suelos finos saturados la frecuencia de la carga cíclica juega un papel relevante. Esto queda de manifiesto en la Fig. 12 en donde se observa que, para frecuencias menores a 0.1-0.2 Hertz, los incrementos de presiones de poros inducidos por la sollicitación cíclica aumentan consi-



derablemente, tendiendo a asintonizarse para frecuencias mayores a dicho límite. Esto significaría que: (i) Para el caso de eventos sísmicos en los cuales las frecuencias predominantes en la zona de movimiento fuerte exceden 0.5 Hertz se estaría trabajando en la zona plana de las curvas; y (ii) Para el caso de problemas en los cuales la frecuencia desciende a valores inferiores a 0.1-0.2 Hertz (por ej. acción cíclica de oleaje) es necesario tener en cuenta el aumento de las presiones de poros introducido por este concepto.

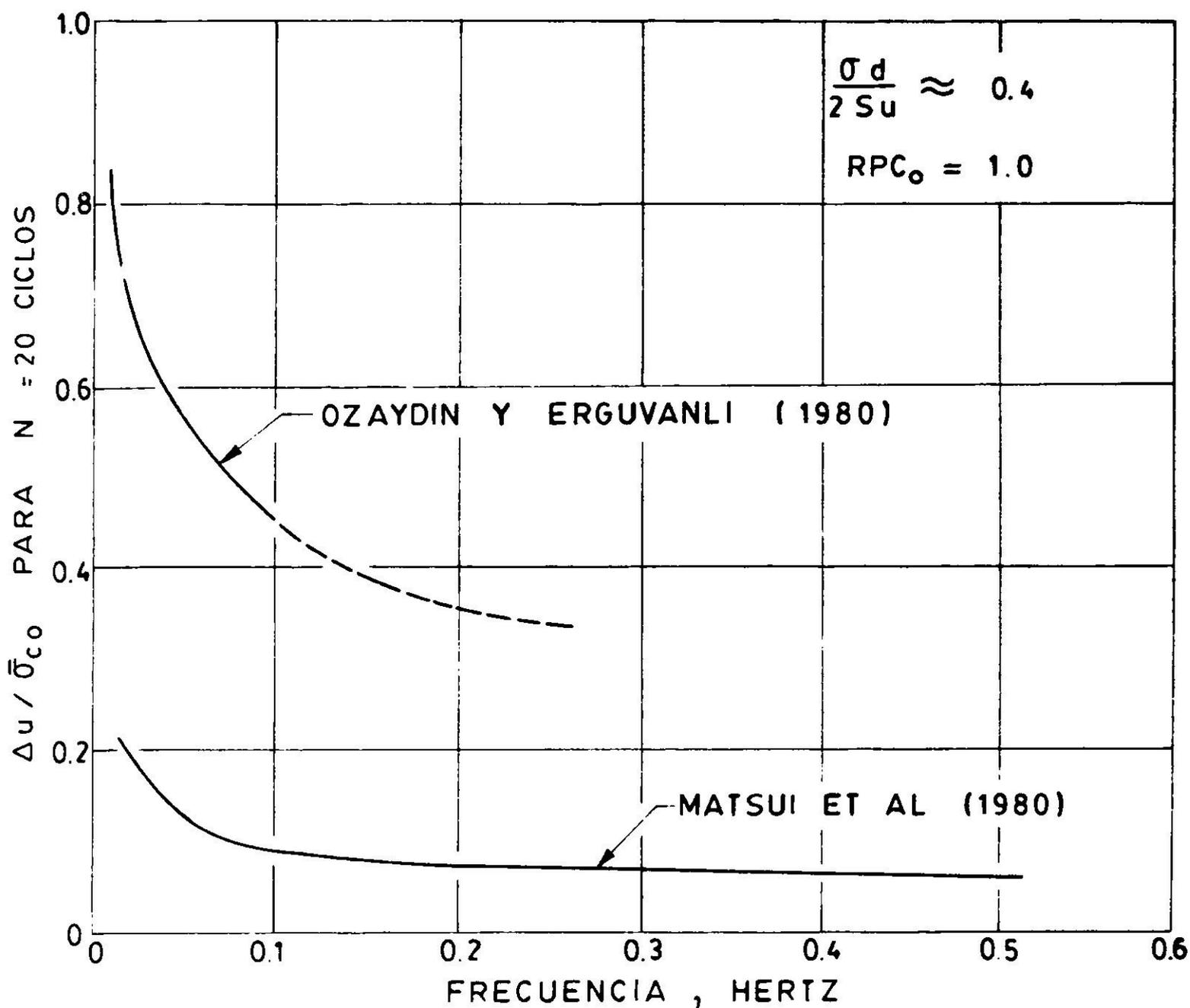


Fig. 12. Influencia de la frecuencia de la carga cíclica en la generación de presiones de poros; triaxiales con carga cíclica de amplitud constante en probetas confeccionadas de un slurry.

Afortunadamente, las relaciones  $R_{Su}$  y  $R_{Eu}$  en función de  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  no se ven afectadas por la frecuencia de la sollicitación cíclica empleada<sup>7</sup>. El limitado número de ensayos indica además que dichas relaciones resultan independientes de  $RPC_0$  y de la presión efectiva de confinamiento inicial,  $\bar{\sigma}_{c0}$ , por lo menos para valores de hasta  $4 \text{ kg/cm}^2$ . Por tal motivo, el empleo de la desangulación cíclica máxima desarrollada durante el evento emerge como el parámetro más adecuado para cuantificar los niveles de degradación post carga cíclica. Cabe señalar sin embargo, que en la evaluación de  $\gamma_{cm\acute{a}x}$ , debe tenerse muy en cuenta el efecto que sobre dicha desangulación tienen  $RPC_0$  y otros paráme-

tros tales como la compacidad, estructura de partículas, edad del depósito, magnitud y sistema de tensiones de confinamiento, amplitud, frecuencia y cantidad de desangulaciones cíclicas pasadas y presentes (caracterización del historial cíclico); a lo anterior deben agregarse las condiciones propias del equipo de ensayo las que introducen errores en los resultados debido a que no necesariamente reproducen en forma fiel las condiciones de terreno. En resumen, el problema se traduce a la correcta evaluación de las desangulaciones cíclicas experimentadas por la masa de suelo, lo cual cae dentro del campo del análisis de la respuesta dinámica del depósito.

### CONCLUSIONES

En el presente trabajo se ha analizado la degradación de las características de resistencia al corte y rigidez post carga cíclica en suelos finos saturados para condiciones muy particulares que corresponden a confinamiento isotrópico. Entre las conclusiones más relevantes destacan las siguientes:

Existe comportamiento normalizado para la resistencia al corte independientemente si la preconsolidación es de naturaleza estática, cíclica de amplitud constante o cíclica de amplitud variable. Esta conclusión puede hacerse extensiva al módulo de deformación no drenado en tanto que las razones de preconsolidación sean inferiores a 2.0. Para valores superiores al indicado, existe un divorcio en el comportamiento normalizado que se traduce, para un  $RPC_f$  dado, en un menor valor del módulo de deformación  $E_u/\bar{\sigma}_c$  cuando la preconsolidación es de naturaleza cíclica ( $\bar{\sigma}_c$  representa la tensión efectiva de confinamiento isotrópico al término del proceso de preconsolidación).

Resulta más convenientes expresar la degradación de la resistencia al corte y rigidez post carga cíclica en términos de la desangulación cíclica máxima,  $\gamma_{cm\acute{a}x}$ , inducida en el suelo durante el evento. En esta forma los resultados tienden a independizarse de la razón de preconsolidación inicial del suelo, de la frecuencia y de la presión de confinamiento inicial.

En la evaluación de la desangulación  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  deben tenerse en cuenta todos los factores que afectan su determinación y que son propios de la problemática relativa al análisis de la respuesta dinámica de depósitos de suelo.

A medida que  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  aumenta la degradación de la resistencia al corte y rigidez se incrementan, siendo más acentuado el efecto en la rigidez. La degradación de la rigidez tiende a asintotizarse para  $\gamma_{cm\acute{a}x} \geq 4\%$ .

El efecto de cargas cíclicas de amplitud variable introduce degradaciones inferiores a las originadas por cargas cíclicas de amplitud constante. El limitado número de ensayos indica que para hacer equivalentes ambos tipos de historiales en la evaluación de la degradación de resistencia, el valor de  $\gamma_{cm\acute{a}x}$  asociado al evento de amplitud variable debe reducirse a un tercio; cuando se trata de

evaluar la degradación de rigidez la reducción debe ser a la mitad.

Futuras investigaciones deben orientarse a cuantificar en mejor forma los coeficientes de reducción para eventos cíclicos de amplitud variable, tratando de correlacionarlos con parámetros que caractericen dichos eventos. En igual forma debe ampliarse el estudio relativo al efecto benéfico del drenaje entre aplicaciones de eventos cíclicos, para lo cual se recomienda analizar dicho efecto en función del número de eventos y de las características de estos.

#### BIBLIOGRAFIA

1. IDRIS, I.; DOBRY, R. y SINGH, R.D. Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 104, n° GT12, 1978.
2. MARTIN, G.R.; TSAI, C.F.; LAM, I.P. y ANDERSON, D.G. Seismic response of soft offshore soils - A parametric study, *Proceeding 2<sup>nd</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Stanford University, California, 1979.
3. DYVIK, R.; ZIMMIE, T.F. y SCHIMELFENY, P. Cyclic simple shear behavior of fine grained soils, *Proceedings International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, vol. I, University of Missouri-Rolla, 1981.
4. SINGH, R.D.; DOBRY, R.; DOYLE, E.H. y IDRIS, I.M. Nonlinear seismic response of soft clay sites, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 107, n° GT9, 1981.
5. CASTRO, G. y CHRISTIAN, J.T. Shear strength of soils and cyclic loading, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 102, n° GT9, 1976.
6. KOUTSOFTAS, D.C. Effect of cyclic loads on undrained strength of two marine clays, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 104, n° GT5, 1978.
7. MATSUI, T.; OHARA, H. y ITO, T. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clays, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 106, n° GT10, 1980.
8. MATSUI, T. y ABE, N. Behaviour of clay on cyclic stress-strain history. *Proceedings X International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Estocolmo Suecia, 1981.
9. SALSILLI, R. *Características de resistencia y deformación de suelos finos sometidos carga cíclica*, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1983.
10. SINGH, R.D.; GARDNER, W.S. y DOBRY, R. Post cyclic loading behavior of soft clays, *Proceeding 2<sup>nd</sup> International Conference on Microzonation*, vol. II, San Francisco, California, 1978.
11. THIERS, G. y SEED, H.B. Strength and stress-strain characteristics of clays subjected to seismic loading conditions, *ASTM Special Technical Publication*, n° 450, 1969.
12. SEED, H.B. y CHAN, C.K. Clay strength under earthquake loading conditions, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE*, vol. 92, SM2, 1966.
13. LADD, C.C. y FOOTT, R. New design procedure for stability of soft clays, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 99, n° GT7, 1974.
14. OZAYDIN, K. y ERGUVANLI, A. The generation of pore pressure in clayey soils during earthquakes, *Proceedings 7<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 3, Estambul, Turquía, 1980.

## CLAY BEHAVIOUR UNDER CYCLIC LOADS

## SUMMARY

*The post cyclic behaviour for clay samples obtained from a slurry is analysed by means of cyclic triaxial tests. Samples were normally consolidated using isotropic stresses and subsequently tested by applying a controlled vertical cyclic load with constant and variable amplitudes. By comparing the undrained stress-strain behaviour before and after the cyclic load application it is defined a degradation coefficient for both shear strength and deformation modulus. Results are compared with those reported by different authors on a wide range of clays.*