



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

MAESTRIA EN INGENIERIA
(MECANICA DE SUELOS)

ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE LOS METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y
MULTITRIAXIAL EN LA OBTENCION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA
AL ESFUERZO CORTANTE.

T E S I S

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
MAESTRA EN INGENIERIA (MECANICA DE SUELOS)

Presenta:

CIRILA PEREZ MUÑOZ

Dirigida por:

DR. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ

HEMEROTECA
Biblioteca Central
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

JURADO

DR. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ
Presidente

M. en C. ANTONIO SANCHEZ HERNANDEZ
Secretario

M. en I. JESUS HERNANDEZ ESPINO
Vocal

ING. DAVID MALAGON OROZCO
Suplente

DR. JAIME HORTA RANGEL
Suplente

M. en I. JOSE ALFREDO ZEPEDA GARRIDO
Director de Estudios de Posgrado

ING. JOSE LUIS MENDOZA CEDILLO
Director de la Facultad de
Ingeniería

CENTRO UNIVERSITARIO
Querétaro, Qro., a julio de 1990.
México

No. Reg. H 64008

Clas. TS

624.1513

P438 e

R E C O N O C I M I E N T O S

- Al Dr. J. Abraham Díaz Rodríguez, por su valiosa ayuda - en la elección del tema, asesoría y en especial a su -- aliento moral siempre presente.
- Al M.I. Victor Manuel González Saldierna, por su trascen-- dente apoyo durante el desarrollo y revisión del trabajo.
- Al Sr. Javier Balderas Gutiérrez, por su positiva colabo-- ración en la etapa experimental.
- Al Equipo de Dinámica, por su aportación en la realiza-- ción de este trabajo.
- A todos los amigos que encuentre a mi llegada en la -- D.E.P.F.I. de la U.N.A.M., que en un momento dado me -- ayudaron a disipar mis dudas técnicas, dandome seguri-- dad.

I N D I C E

Página

LISTA DE SIMBOLOS

LISTA DE TABLAS

LISTA DE FIGURAS

1. INTRODUCCION	1
1.1. OBJETIVO DEL TRABAJO	
1.2. ALCANCE	
2. ANTECEDENTES	4
2.1. CONCEPTOS BASICOS	
2.1.1. Criterio de Mohr Coulomb	
2.1.2. Factores que afectan a los Parámetros de Resistencia	
2.2. REVISION BIBLIOGRAFICA	
2.2.1 Comentarios	
3. MATERIALES EMPLEADOS EN ESTE TRABAJO	16
3.1. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO	
3.2. ARENA DE JALTIPAN	
3.3. ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO	

4. EQUIPO DE LABORATORIO

17

4.1. CAMARA TRIAXIAL

4.2. MARCO DE CARGA

4.3. SISTEMA DE SUMINISTRO DE PRESION CONFINANTE

4.4. SISTEMA DE MEDICION DE CAMBIOS DE VOLUMEN

4.5. SISTEMA DE MEDICION DE PRESION DE PORO

5. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

19

5.1. FORMACION Y MONTAJE DE MUESTRAS

5.1.1. Arcilla del Lago de Texcoco

5.1.2. Arena de Jáltipan

5.1.3. Arena Limosa de San Isidro

5.2. PROGRAMACION DE ENSAYE

5.2.1. Arcilla del Lago de Texcoco

5.2.2. Arena de Jáltipan

5.2.3. Arena Limosa de San Isidro

5.3. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE CON EL METODO
TRIAxIAL CONVENCIONAL

5.3.1. Aplicación de Presión Confinante

5.3.2. Aplicación de Esfuerzo Desviador hasta
alcanzar la Falla

5.4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE CON EL METODO
MULTITRIAXIAL

5.4.1. Aplicación de Presión Confinante

5.4.2. Aplicación de Esfuerzo Desviador sin
alcanzar la Falla

5.4.3. Descarga

6. RESULTADOS Y SU ANALISIS

24

6.1. RESULTADOS

6.1.1. Arcilla del Lago de Texcoco

6.1.2. Arena de Jáltipan

6.1.3. Arena Limosa de San Isidro

6.2. ANALISIS DE RESULTADOS

6.2.1. Parámetros de Resistencia

6.2.2. Deformaciones Axiales durante los Ensayes

6.2.3. Presión de Poro

6.2.4. Evaluación del Procedimiento utilizado en
este Trabajo para realizar el Ensaye
Multitriaxial

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

36

7.1. CONCLUSIONES

7.2. RECOMENDACIONES

REFERENCIAS

39

TABLAS

FIGURAS

APENDICE

LISTA DE SIMBOLOS

LETRAS LATINAS

- a: ORDENADA EN EL ORIGEN DE LA LINEA p-q
- B: PARAMETRO DE SKEMPTON
- C_r: COMPACIDAD RELATIVA
- C: ORDENADA EN EL ORIGEN DE LA ENVOLVENTE DE FALLA (COHESION)
- CU: PRUEBA CONSOLIDADA NO DRENADA
- CD: PRUEBA CONSOLIDADA DRENADA
- e: RELACION DE VACIOS
- G: GRADO DE SATURACION
- I_p: INDICE PLASTICO
- LL: LIMITE LIQUIDO
- LP: LIMITE PLASTICO
- MT_x: PRUEBA MULTITRIAXIAL
- M_z: MODULO DE DEFORMACION VERTICAL
- S: RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
- S_s: GRAVEDAD ESPECIFICA
- T_x: PRUEBA TRIAXIAL CONVENCIONAL
- t_{ep}: TIEMPO EN EL QUE TERMINA LA CONSOLIDACION PRIMARIA
- u: PRESION DE PORO
- w: CONTENIDO DE AGUA

LETRAS GRIEGAS

- α : PENDIENTE DE LA LINEA p-q
- $\Delta\varepsilon_{ep}$: DEFORMACION UNITARIA AXIAL PARCIAL ($\Delta\varepsilon_{ep} = \Delta\varepsilon_e + \Delta\varepsilon_p$)
- $\Delta\varepsilon_e$: INCREMENTO DE DEFORMACION UNITARIA AXIAL ELASTICA
- $\Delta\varepsilon_p$: INCREMENTO DE DEFORMACION UNITARIA AXIAL PLASTICA
- $\Delta\varepsilon_e / \Delta\varepsilon_{ep}$: RECUPERACION ELASTICA
- ε : DEFORMACION UNITARIA AXIAL
- ϕ : PENDIENTE DE LA ENVOLVENTE DE FALLA (FRICCION)
- γ_m : PESO VOLUMETRICO
- γ : ANGULO DEL PLANO DE FALLA; RESPECTO A LA HORIZONTAL
- σ_o : ESFUERZO VERTICAL EFECTIVO EN EL SITIO
- σ_b : ESFUERZO DE CEDENCIA EN CONSOLIDACION ISOTROPICA
- σ_c : PRESION CONFINANTE
- σ : ESFUERZO NORMAL EN EL PLANO DE FALLA
- σ_1 : ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR TOTAL
- σ_3 : ESFUERZO PRINCIPAL MENOR TOTAL
- $\bar{\sigma}_1$: ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR EFECTIVO
- $\bar{\sigma}_3$: ESFUERZO PRINCIPAL MENOR EFECTIVO
- τ : ESFUERZO CORTANTE EN EL PLANO DE FALLA

3.1.	PROPIEDADES INDICE DE LOS SUELOS UTILIZADOS	41
6.1.	ENSAYE TRIAXIAL CONVENCIONAL CONSOLIDADO NO DRENADO CON MEDICION DE PRESION DE PORO EN LA ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO	42
6.2.	ENSAYE MULTITRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO CON MEDICION DE PRESION DE PORO EN LA ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO	43
6.3.	RESUMEN DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO CON MEDICION DE PRESION DE PORO. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO	44
6.4.	ENSAYE TRIAXIAL CONVENCIONAL CONSOLIDADO DRENADO EN LA ARENA DE JALTIPAN	45
6.5.	ENSAYE MULTITRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO EN LA ARENA DE JALTIPAN	46
6.6.	RESUMEN DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO. ARENA DE JALTIPAN	47
6.7.	ENSAYE TRIAXIAL CONVENCIONAL CONSOLIDADO NO DRENADO EN LA ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO	48
6.8.	ENSAYE MULTITRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO EN LA ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO	49
6.9.	RESUMEN DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO. ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO	50
6.10.	RESULTADOS DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL METODO MULTITRIAXIAL EN RELACION A LOS OBTENIDOS CON EL METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL	51

LISTA DE FIGURAS

Página

1.1.	ENVOLVENTE DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN EL INTERVALO DE ESFUERZOS QUE SE INDICA.	52
2.1.	CRITERIO DE MOHR-COULOMB.	53
2.2.	DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA.	53
2.3.	DIAGRAMA p-q.	54
2.4.	DIAGRAMA DE MOHR-COULOMB.	54
2.5.	ENVOLVENTES DE FALLA EN PRUEBAS TRIAXIALES.	55
2.6.	EFFECTO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACION EN LA RESISTENCIA DE ENSAYES NO DRENADOS DE SUELOS SATURADOS.	55
2.7.	MOVILIZACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.	56
2.8.	EFFECTO DEL NIVEL DE ESFUERZO DESVIADOR EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.	56
2.9.	CAMARA HOLANDESA, BEER (1950).	57
2.10.	GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR VS DEFORMACION UNITARIA AXIAL. METODO MULTITRIAXIAL, TAYLOR (1950).	58
2.11.	CRITERIO DE FALLA UTILIZADO POR KENNEY Y WATSON (1961).	58
2.12.	GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL. METODO MULTITRIAXIAL, ANDERSON (1974).	59
2.13.	ENVOLVENTE DE MOHR-COULOMB. METODO MULTITRIAXIAL, ANDERSON (1974).	60
2.14.	GRAFICA DE ESFUERZO DESVIADOR FINAL EN 20% DE DEFORMACION AXIAL VS. ESFUERZO DESVIADOR INICIAL EN 20% DE DEFORMACION AXIAL, ANDERSON(1974).	60
2.15.	GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL. METODO MULTITRIAXIAL, REY (1982).	61

4.1.	DIAGRAMA DE EQUIPO.	62
4.2.	CAMARA TRIAXIAL.	63
4.3.	MARCO DE CARGA.	64
5.1.	ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. LABRADO DE LA MUESTRA EN EL TORNO.	65
5.2.	ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. CUBRIENDO LA MUESTRA CON LA MEMBRANA.	65
5.3.	ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. SELLANDO LA MEMBRANA SOBRE EL PEDESTAL.	66
5.4.	ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. MUESTRA MONTADA SOBRE LA BASE.	66
5.5.	ARENA DE JALTIPAN. FORMACION DE LA MUESTRA.	67
5.6.	ARENA DE JALTIPAN. MUESTRA FORMADA.	68
5.7.	ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO. FORMACION DE LA MUESTRA.	69
5.8.	ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO. MUESTRA FORMADA.	70
5.9.	ESFUERZO DE CEDENCIA.	71
5.10.	GRAFICAS TIEMPO VS. DEFORMACION UNITARIA VOLUMETRICA Y TIEMPO VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL.	72
5.11.	GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL. METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL.	73
5.12.	GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL. METODO MULTITRIAXIAL.	73
6.1.	DIAGRAMA MOHR-COULOMB.	74
6.2.	GRAFICA p-q.	74
6.3.	DETERMINACION DEL MODULO DE DEFORMACION VERTICAL.	75

- 6.4. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. 76
 METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL.
 GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR Y PRESION DE
 PORO VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL.
- 6.5. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. 77
 METODO MULTITRIAXIAL (MT_x-C1).
 GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR Y PRESION DE
 PORO VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL.
- 6.6. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. 78
 METODO MULTITRIAXIAL (MT_x-C1).
 GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION
 UNITARIA AXIAL.
- 6.7. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. 79
 METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y
 MULTITRIAXIAL.
 GRAFICA PRESIONES NORMALIZADAS DE PORO VS.
 PRESION CONFINANTE.
- 6.8. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. 80
 METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y
 MULTITRIAXIAL.
 ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO
 DRENADO.
 GRAFICAS p-q DE ESFUERZOS TOTALES.
- 6.9. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO. 81
 METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y
 MULTITRIAXIAL.
 ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO
 DRENADO.
 GRAFICAS p-q DE ESFUERZOS EFECTIVOS.
- 6.10. ARENA DE JALTIPAN. 82
 METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL.
 GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION
 UNITARIA AXIAL.
- 6.11. ARENA DE JALTIPAN. 83
 METODO MULTITRIAXIAL (MT_x-S1).
 GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION
 UNITARIA AXIAL.
- 6.12. ARENA DE JALTIPAN. 84
 METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y
 MULTITRIAXIAL.
 ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO
 DRENADO.
 GRAFICAS p-q.

6.13.	ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO. METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL. GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL.	85
6.14.	ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO. METODO MULTITRIAXIAL (MT _x -SM ₁). GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL.	86
6.15.	ARENA DE SAN ISIDRO. METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y MULTITRIAXIAL. ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO. GRAFICAS p-q.	87
6.16.	COMPARACION DEL MODULO DE DEFORMACION VERTICAL ENTRE LOS METODOS MULTITRIAXIAL Y TRIAXIAL CONVENCIONAL.	88
6.17.	GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL.	89
6.18.	CRITERIO DE DEFORMACION CONTROLADA. GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR VS. DEFORMACION UNITARIA AXIAL TIPICAS.	90
A.1.	SISTEMA DE MEDICION DE CAMBIOS VOLUMETRICOS.	
A.2.	SISTEMA DE MEDICION DE PRESION DE PORO.	
A.3.	SISTEMA DE CONTRAPRESION	

1. INTRODUCCION

En mecánica de suelos el criterio de falla de Mohr-Coulomb es actualmente aceptado para la determinación de resistencia al corte de los suelos. Según este criterio, la resistencia de un material depende del esfuerzo cortante máximo actuante en el plano de falla. La ley de resistencia es expresada por (Fig. 1.1):

$$S = c + \sigma \text{ Tan } \phi \quad (1.1)$$

Donde :

- S = Resistencia al esfuerzo cortante.
- σ = Esfuerzo normal en el plano de falla .
- c = Ordenada en el origen de la envolvente de falla. Representa la cohesión real o aparente del suelo.
- ϕ = Pendiente de la envolvente. Representa la fricción intergranular.

Para conocer la resistencia del suelo en un problema práctico es necesario representar en laboratorio las condiciones a las que

estará sujeto en el sitio. Una forma de lograrlo es empleando una cámara triaxial en el cual se puede simular un estado de esfuerzos y aplicar un esfuerzo desviador hasta alcanzar la falla del suelo, durante éste proceso puede o no permitirse el drenaje. El procedimiento convencional de ensaye requiere utilizar un mínimo de cuatro probetas, cada una llevada a la falla con presiones confinantes distintas. Representando en un diagrama de Mohr los esfuerzos principales en el momento de falla es posible trazar la envolvente correspondiente y definir sus parámetros c y ϕ . Un procedimiento alternativo para realizar el ensaye es el método Multitriaxial el cual consiste en someter a una sola probeta a presiones confinantes sucesiva y crecientes, aproximándola a la falla en cada una de ellas. Los esfuerzos principales máximos alcanzados son presentados en el plano de Mohr-Coulomb para determinar los parámetros de resistencia al corte.

Las ventajas del método Multitriaxial lo hacen especialmente elegible cuando se tienen suelos donde es difícil obtener muestras homogéneas, en este caso se encuentran los materiales expansivos que presentan fuertes agrietamientos por pérdida de agua y los suelos que contienen grava.

El método Multitriaxial ha sido utilizado para estimar la resistencia al esfuerzo cortante en especímenes inalterados de arcilla de baja a media plasticidad (Taylor 1950, Anderson 1974, y Rey 1982).

También ha sido cotejado con el método Convencional en suelos de origen glacial y aluvial, empleando muestras inalteradas y remoldeadas con la finalidad de comprobar su validez (Kenney y Watson 1961), sin embargo no se ha investigado lo suficiente para generalizar su uso, por lo tanto es importante realizar estudios comparativos entre los dos métodos mencionados, utilizando diferentes suelos con el propósito de establecer su grado de confiabilidad.

1.1 Objetivo del Trabajo

El objetivo de este trabajo será comparar los parámetros de resistencia al corte obtenidos con los métodos Triaxial Convencional y Multitriaxial.

1.2 Alcance

Se emplean tres tipos de suelos:

- a) Muestras inalteradas de arcilla de alta plasticidad y consistencia natural blanda del Lago de Texcoco, Estado de México.
- b) Especímenes formados por sedimentación de arena fina uniforme, proveniente de Jáltipan, Veracruz.
- c) Probetas formadas por compactación de arena limosa de tamaño fino a medio, de San Isidro, Estado de México.

En el método Triaxial Convencional se emplean cuatro probetas. Los tipos de ensayos realizados son consolidado drenado (CD) y consolidado no drenado (CU); en ambos casos la muestra es consolidada isotrópicamente y llevada a la falla. En el método Multitriaxial se utiliza una sola probeta, la cual es sometida a diferentes presiones de cámara en forma creciente, en cada una de estas el espécimen es consolidado y conducido cerca de la falla en condiciones de drenaje idénticas a las del método Convencional.

2. ANTECEDENTES

2.1. CONCEPTOS BASICOS

2.1.1. Criterio de Mohr Coulomb

En Mecánica de Suelos se acepta que el criterio de falla de Mohr-Coulomb explica satisfactoriamente el comportamiento del material sometido a esfuerzos cortantes.

Según este criterio la resistencia de un suelo depende del esfuerzo cortante máximo actuante en el plano de falla, el cual a la vez ésta en función del esfuerzo normal asociado (Fig.2.1). La ley de resistencia del material se expresa mediante:

$$S = c + \sigma \text{ Tan } \phi \quad (2.1)$$

Donde:

S = Resistencia al esfuerzo cortante

σ = Esfuerzo normal al plano de falla

Los parámetros c y ϕ representan la ordenada en el origen y la inclinación, respectivamente, de la envolvente que une los puntos que representan los planos de falla correspondientes a diferentes estados de esfuerzos cuando estos se grafican en el plano de Mohr (Fig. 2.1). El parámetro c simboliza la cohesión real o aparente entre los granos del suelo, y ϕ se relaciona con la fricción intergranular.

Una forma de obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante es mediante el ensaye triaxial. Este consiste en inducir esfuerzos cortantes a un espécimen sometiéndolo a un estado tridimensional de esfuerzos.

Una prueba convencional se lleva a cabo aplicando en una

primera etapa una presión isotrópica a la muestra. En la segunda fase es conducida a la falla aumentando el esfuerzo vertical. De acuerdo con las condiciones de drenaje durante la etapa de falla las pruebas triaxiales se clasifican en drenadas y no drenadas.

El procedimiento para obtener los parámetros c y ϕ a partir de los datos de los ensayos triaxiales convencionales, consiste en representar con un círculo de Mohr los esfuerzos principales de falla (σ_1 y σ_3) de cada una de las pruebas, localizar en ellos el plano de falla de la muestra y trazar a continuación la envolvente que une los puntos mencionados (Fig. 2.2).

Otra manera de obtener los parámetros de resistencia al corte, consiste en representar, para cada ensayo, los esfuerzos en el plano donde ocurre el máximo esfuerzo cortante, mediante el sistema de ejes coordenados de abscisa $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ y ordenada $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, de donde se obtiene la envolvente equivalente con sus parámetros a y α (Fig. 2.3). La relación entre ϕ y α y entre c y a se establece de la manera siguiente (Ref. 13):

De la Figura 2.4 :

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ Sen } \phi \quad (a)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ Cos } \phi \quad (b)$$

Sustituyendo las ecuaciones a y b en la ecuación 2.1, se obtiene:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c \text{ Cos } \phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{ Sen } \phi \quad (c)$$

Que es la ecuación de una línea recta en un sistema de ejes coordenados, con abscisa $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ y ordenada $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$. $a = c \text{ Cos } \phi$ es la ordenada en el origen y $\text{Tan } \alpha = \text{Sen } \phi$ la

pendiente de la línea (Fig. 2.3).

De aquí se establecen las siguientes relaciones:

$$\alpha = c / \text{Cos } \phi \quad (2.2)$$

$$\phi = \text{Arc Sen } (\text{Tan } \alpha) \quad (2.3)$$

2.1.2 Factores que Afectan en los Parámetros de Resistencia

Los parámetros de resistencia al corte c y ϕ no son valores constantes pues dependen de las características propias del material y de las condiciones de ensaye.

Por parte del material

Influyen en el parámetro c

- El tipo de cementante en suelos no cohesivos
- El tipo de minerales en materiales cohesivos
- La historia de carga
- La consistencia relativa en arcillas saturadas

Influyen en el parámetro ϕ

- La distribución granulométrica
- La forma de los granos
- La compacidad relativa
- La dureza de los granos para estados de esfuerzos altos

Según las condiciones del ensaye

- Condiciones de drenaje
- Velocidad de deformación
- Nivel de esfuerzos
- Trayectoria de esfuerzos

.Condiciones de drenaje

La Figura 2.5 muestra para el caso de suelos saturados la envolvente CD y CU correspondientes a pruebas triaxiales consolidadas drenadas y consolidadas no drenadas respectivamente. En la primera los esfuerzos aplicados a la muestra son efectivos, es decir son soportados en su totalidad por el esqueleto sólido del material. En la segunda los esfuerzos totales suministrados al espécimen son resistidos por las fases sólida, líquida y gaseosa del suelo, por tal razón los parámetros son diferentes a los obtenidos con ensayos drenados.

Si en las pruebas no drenadas se miden las presiones intersticiales generadas en la etapa de falla, se pueden conocer los esfuerzos efectivos y obtener el trazo de la línea CD con sus correspondientes parámetros.

En suelos secos las pruebas del tipo no drenado carecen de sentido, ya que los esfuerzos aplicados a la muestra corresponden a los efectivos.

.Velocidad de deformación

La velocidad de deformación es un factor importante en suelos finos arcillosos, debido a que en estos, parte del agua contenida en la estructura se encuentra adherida a las superficies de las partículas por atracción molecular formando la denominada capa absorbida, la cual proporciona una resistencia virtual que depende de la rapidez con que se lleve el material a la falla. Esto puede verse empleando la siguiente expresión general de resistencia al corte, obtenida del modelo reológico propuesto por Zeevaert (Ref. 13) que permite un mejor entendimiento del comportamiento mecánico del suelo al considerarlo como un material elasto - plasto - viscoso.

$$S = C_o + S_e + S_v + S_\phi \quad (2.4)$$

Donde:

- S = Resistencia al esfuerzo cortante del suelo
- C_o = Cohesión verdadera inicial del sedimento o cementación
- S_e = Resistencia adquirida por compactación, esto es, función de su oquedad, contenido de agua e historia de cargas
- S_v = Resistencia producida por el efecto viscoso, que depende de la rapidez con la cual se lleve el suelo a falla
- S_φ = Resistencia friccionante de Coulomb entre los granos, al desplazarse unos contra otros

Si el material está saturado y es llevado a la falla en forma lenta en condición no drenada, no habrá participación del efecto viscoso y por lo tanto la resistencia al corte resulta:

$$S = C_o + S_e$$

Por el contrario, si el suelo saturado es conducido a la falla muy rapidamente, tal que su volumen permanezca constante, se tiene:

$$S = C_o + S_e + S_v$$

Es decir existirá una componente adicional y por lo tanto, en estas condiciones la resistencia será mayor que en el caso anterior (ver Fig. 2.6). En ambas expresiones S_φ es nula debido a que las condiciones de drenaje no permiten que se desarrolle la fricción intergranular

En materiales finos saturados, al realizar pruebas triaxiales por cualquiera de los procedimientos triaxial convencional o multitriaxial, en las que la etapa de aplicación de esfuerzo desviador se realice lentamente sin permitir drenaje pero

permitiendo que después de cada incremento de esfuerzo, la deformación y la presión de poro se estabilicen, entonces el efecto de viscosidad no influirá en la resistencia al corte.

.Nivel de Esfuerzo Desviador

Conforme el nivel de esfuerzos aumenta, la resistencia del material se va movilizand. Este efecto se puede analizar con auxilio de la ecuación 2.4 y suponiendo una probeta (Fig. 2.7) sometida a esfuerzo cortante, constituida por un suelo granular seco cuyas partículas se encuentran unidas por un pegamento que proporciona la resistencia por cohesión (C_o y S_e), siendo la resistencia total del material $S = C_o + S_e + S_\phi$. Inicialmente el ligamento entre los granos empezará a romperse, movilizándose parte de la resistencia por cohesión, a continuación, en los contactos donde ha sido vencido el pegamento comenzará a movilizarse la resistencia por fricción (S_ϕ), proporcionada por el desplazamiento entre partículas. Así, se puede llegar a presentar el caso de la Figura 2.8, en el cual si se comparan los parámetros de resistencia al corte de la envolvente de falla (c y ϕ) con los correspondientes a la línea obtenida con ensayos donde se alcanzó un porcentaje del esfuerzo desviador de falla (c' y ϕ'), se observa que c y c' son prácticamente iguales, lo que indica que la resistencia por cohesión fue movilizada completamente antes de ocurrir la falla. ϕ' resulta menor que ϕ , debido a que la resistencia por fricción no ha sido totalmente movilizada.

2.2 REVISION BIBLIOGRAFICA

A continuación se resume el contenido de las referencias consultadas en relación al método Multitriaxial.

De Beer (1950) fue el primero que aplicó el principio del método Multitriaxial utilizando una cámara Holandesa (Fig. 2.9).

Efectuó ensayos de compresión en los cuales es aliviado el esfuerzo radial manteniendo constante el esfuerzo vertical.

Taylor (1950) realizó pruebas multitriaxiales de compresión sobre especímenes inalterados de arcilla limosa de baja plasticidad parcialmente saturada. Las dimensiones de las probetas empleadas fueron de 7.1x16.5 cm de diámetro y altura respectivamente. Los ensayos fueron del tipo consolidado no drenado con medición de presión de poro. El procedimiento seguido en las pruebas consistió en las siguientes etapas (Fig. 2.10): en la primera, la muestra fue conducida a un estado de falla incipiente con una presión de cámara correspondiente a la de preconsolidación. Enseguida se incrementó la presión de confinamiento (en general al doble), y la muestra fue nuevamente aproximada a la falla. De manera similar se llevó a cabo una tercera y usualmente una cuarta etapa, finalmente la probeta fue conducida a la falla con un confinamiento igual al de la primera etapa.

En los ensayos realizados, el autor observó que el esfuerzo desviador máximo alcanzado al final del ensayo resultó similar al de la primera etapa, siendo la diferencia entre ambos del orden de 7%, por lo que concluyó que no hubo cambios apreciables en la estructura del suelo ensayado.

Kenney y Watson (1961) realizaron un estudio comparativo entre los métodos Multitriaxial y Triaxial Convencional en suelos saturados de origen glacial y aluvial, teniendo como tamaño máximo de partículas la arena. Se emplearon muestras inalteradas y remoldeadas de 3.8x8.9 cm de diámetro y altura respectivamente en pruebas de los tipos consolidada drenada y consolidada no drenada con medición de presión de poro. La aplicación del esfuerzo desviador se llevó a cabo con deformación controlada.

El criterio de falla utilizado en estos ensayos fue considerar que el suelo estaba en estado de falla cuando la trayectoria de esfuerzos tocaba la envolvente de los esfuerzos efectivos máximos

HEMEROTECA

de resistencia al esfuerzo cortante (Fig. 2.11), obtenida esta última mediante pruebas triaxiales convencionales.

El procedimiento seguido en las pruebas multitriaxiales consolidadas no drenadas consistió en aplicar diferentes presiones confinantes en forma creciente, en cada una de éstas la muestra era consolidada isotrópicamente y a continuación cargada axialmente hasta una deformación entre 5 y 10%, rango en el que según investigaciones de los autores los parámetros c y ϕ eran totalmente movilizados. En el caso de materiales frágiles los incrementos de esfuerzo desviador eran suspendidos hasta que se desarrollara una superficie de falla en la probeta y el esfuerzo tomado por ésta decreciera rápidamente. Concluida la aplicación del esfuerzo desviador se procedió a aliviar a la probeta de la carga axial máxima, incrementando así la presión confinante para alcanzar el siguiente valor.

Los ensayos consolidados drenados se realizaron de la misma manera que las consolidadas no drenadas, con excepción de que en éstas era aplicado esfuerzo desviador hasta definir un esfuerzo de falla.

Los resultados obtenidos mediante los ensayos multitriaxiales fueron similares a los obtenidos en el método Triaxial Convencional por lo que los autores concluyen que el ensayo multitriaxial del tipo consolidado no drenado puede ser utilizado en suelos con una actividad menor que 0.75 y que en el caso de pruebas del tipo consolidado drenado es aplicable en suelos poco sensibles.

Anderson (1974), realizó ensayos multitriaxiales de compresión en especímenes de un suelo saturado constituido por partículas de cuarzo contenidas en una matriz de arcilla arenosa aluvial, con valores promedios de 12% de contenido de agua, 30% de límite líquido y 17% de límite plástico. Los tamaños de partículas estaban comprendidos entre arcilla y boleas. Las dimensiones de las probetas empleadas fueron de 10x20 y 23x23 cm de diámetro y

altura respectivamente. Los ensayos fueron del tipo no consolidado no drenado.

En los ensayos triaxiales convencionales, rara vez se definió un esfuerzo desviador máximo, tendiendo el suelo a comportarse plásticamente. Por esta razón, el criterio de falla adoptado por el autor fue que el espécimen se encontraba en estado de falla cuando alcanzaba el 20% de deformación axial.

El procedimiento de prueba (Fig. 2.12) consistió en aplicar tres presiones confinantes en forma creciente, en las que se aplicaron esfuerzos desviadores hasta alcanzar deformaciones axiales de 16, 18 y 20% respectivamente. Finalmente la muestra fue sometida a un esfuerzo desviador menor al último alcanzado, donde la presión confinante era igual a la inicial y la deformación axial similar a la máxima sufrida. En tales condiciones a la probeta le fue incrementado el esfuerzo desviador hasta una deformación de 22%, en la que el ensayo se suspendió. Las gráficas esfuerzo desviador vs. deformación unitaria axial de cada una de las presiones confinantes fueron extrapoladas hasta un 20% de deformación, encontrando así los esfuerzos desviadores máximos con los cuales se obtuvo la envolvente de Mohr (Fig. 2.13). Al graficar en escalas naturales el esfuerzo desviador de falla correspondiente al primer confinamiento (esfuerzo desviador inicial) vs. el alcanzado con el último confinamiento (esfuerzo desviador final) se observa que estos se ubican sobre una línea recta a 45° respecto a los ejes coordenados (Fig. 2.14), revelando así que ambos valores son similares con lo que el autor justificó la validez de sus resultados.

Rey (1982) utilizó el método Multitriaxial para obtener la resistencia al esfuerzo cortante en un suelo expansivo parcialmente saturado donde el tamaño máximo de partículas es arena fina. Se emplearon especímenes inalterados en pruebas consolidadas no drenadas. Las muestras fueron de 7.6x17 cm de diámetro y altura respectivamente.

El procedimiento de ensaye consistió en aplicar durante la prueba diferentes presiones confinantes en forma creciente, en cada una de las cuales la muestra era consolidada y llevada cerca de la falla sin permitir el drenaje. Finalmente la probeta era conducida a la falla con el último confinamiento (Fig. 2.15).

2.2.1. Comentarios

a) Suelos Ensayados

El método Multitriaxial se ha utilizado en especímenes inalterados de arcillas de baja a medía plasticidad, donde el tamaño máximo de partículas ha sido la grava. Así también se ha aplicado en materiales de origen glacial y aluvial, teniendo como tamaño máximo de partículas la arena. Se han empleado probetas de 23x23, 10x20, 7.6x17, 7.1x16.5 y 3.8x8.9 cm de diámetro y altura respectivamente. Hasta la fecha no se ha reportado su aplicación en suelos blandos.

b) Condiciones de Drenaje

En suelos saturados se han realizado ensayos consolidados drenados, consolidados no drenados y no consolidados no drenados, siendo los dos últimos tipos de pruebas practicadas también en materiales parcialmente saturados.

c) Procedimiento

No existe un procedimiento unificado para la realización del ensaye. De las referencias consultadas se distinguen las siguientes variantes:

Un procedimiento consiste en aplicar presiones confinantes en forma creciente alcanzando en cada una un esfuerzo desviador máximo (Taylor 1950 y Rey 1982) o una cierta deformación considerada de

falla (Anderson 1974); las presiones se incrementan sin aliviar previamente el esfuerzo desviador. Taylor y Anderson finalizan el ensaye disminuyendo la presión confinante a un valor igual al confinamiento inicial, en estas condiciones el primer autor lleva al espécimen a la falla y el segundo aplica esfuerzo desviador hasta una deformación axial superior a la máxima experimentada. El criterio para validar los resultados consiste en comparar los valores de los esfuerzos máximos inicial y final obtenidos con una misma presión de cámara (Taylor) o comparar los esfuerzos máximos alcanzados (Anderson), una diferencia significativa indica que la muestra se alteró. Rey concluye el ensaye conduciendo la muestra a la falla con el último confinamiento.

Otro procedimiento, recomendado en la Referencia 9 y utilizado por Kenney y Watson (1961) consiste en aplicar presiones confinantes en forma creciente, en cada una se le aplica a la muestra un esfuerzo desviador el cual se suspende cuando el espécimen llega a una deformación considerada de falla o una vez que el esfuerzo soportado por el suelo comienza a decrecer, o bien al definirse el esfuerzo desviador de falla. Una vez terminada la aplicación del esfuerzo desviador la probeta es aliviada de la carga axial máxima, incrementando de esta manera el confinamiento.

El primer procedimiento tiene la característica que durante el desarrollo del ensaye el espécimen no es aliviado del esfuerzo desviador alcanzado en cada confinamiento. Este detalle en el procedimiento proporciona la ventaja que la prueba se realice con rapidez, sin embargo tiene la desventaja de no ser recomendable en pruebas drenadas; debido que al sostener el esfuerzo desviador el volumen del espécimen continúa disminuyendo y también la relación de vacíos, con esto, aumentan los contactos entre partículas, lo que hace más resistente al material, en relación a que si el esfuerzo desviador fuera aliviado. Por tal razón su aplicación puede ser conveniente en suelos secos o bien en ensayos no drenados.

El segundo procedimiento presenta la característica que durante el ensaye la muestra es aliviada del esfuerzo desviador máximo aplicado en cada presión confinante. Al suelo se le permite aquí recuperarse elásticamente con lo que la alteración generada en la estructura puede ser, al menos parcialmente reversible. Este ensaye requiere de mayor tiempo para su realización comparado con el descrito anteriormente, pero tiene la ventaja que puede ser utilizado en los casos donde no es recomendable emplear el primer procedimiento mencionado.

3. MATERIALES EMPLEADOS EN ESTA INVESTIGACION

3.1. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO

Se trató de una arcilla limosa, color café verdoso, de alta plasticidad, consistencia natural blanda y apariencia homogénea. las probetas se labraron de una muestra cúbica de 30x30x30 cm, Procedente del bordo Nabor Carrillo, en el Lago de Texcoco, Estado de México, obtenida mediante un pozo a cielo abierto a 1.70 m de profundidad. En la Tabla 3.1 se presentan los valores promedios de las propiedades índice de este suelo.

3.2. ARENA DE JALTIPAN

Es una arena fina limpia, de color blanco amarillento claro, procede de un banco de arena ubicado en Jáltipan, Veracruz. En la Tabla 3.1 se presentan los valores de la gravedad específica y relación de vacíos máximo y mínimo. Estas dos últimas extraídas de la Referencia 7. Los datos de los especímenes ensayados se muestran en el Capitulo 6.

3.3. ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO

Este suelo es una arena limosa, color café, de tamaño fino a medio con 36 % de limo de baja plasticidad. Las muestras son del material cribado por la malla No.10. Procede del banco San Isidro, Estado de México. Las propiedades índice de éste material se presentan en la Tabla 3.1. Los datos correspondientes a las probetas ensayadas, están contenidas en el Capitulo 6.

4. EQUIPO DE LABORATORIO.

El equipo utilizado consta básicamente de una cámara triaxial de tipo convencional, marco de carga, sistema para suministro de presión confinante, sistema de medición de cambios volumétricos y sistema de medición de presión de poro, este último y un sistema de aplicación de contrapresión se emplearon en las muestras de la arcilla de Texcoco, cuyo grado de saturación estaba próximo al 100 %. En la Figura 4.1 se muestra el diagrama del equipo.

4.1. CAMARA TRIAXIAL

Consiste en una base provista de un pedestal para probetas de 36 mm de diámetro, cabezal para el espécimen, un cilindro de lucita y su tapa correspondiente la cual contiene un buje sencillo para permitir el paso del vástago. La base presenta un conector rápido para alimentación de agua a la cámara y aplicación de presión confinante, así como salidas para drenaje de base y cabeza de la muestra (Fig. 4.2).

4.2. MARCO DE CARGA

Lo forman la base y el sistema de carga constituido por: yugos superior e inferior, portapesas y contrapesos (Fig. 4.3).

4.3. SISTEMA DE SUMINISTRO DE PRESION CONFINANTE.

Un regulador de presión con rango de trabajo 0-10.5 kg/cm² permite controlar la presión confinante, la cual se ajusta con auxilio de un manómetro de carátula con 0.2 kg/cm² de aproximación, un ajuste más exacto se logra mediante un manómetro de columna de mercurio con el que se consigue una aproximación de 0.0014 kg/cm².

4.4. SISTEMA DE MEDICION DE CAMBIO DE VOLUMEN

Fue utilizado en especímenes con grado de saturación próximos al 100 %. Para tal proceso se mantuvieron abiertas las llaves 4, 5 y 7 (Fig. 4.1) drenándose así el agua de la muestra hacia una bureta con capacidad de 15 cm³ y aproximación de 0.05 cm³/mm.

4.5. SISTEMA DE MEDICION DE PRESION DE PORO

La presión de poro se midió con un transductor Wykeham Farrance 17060, con capacidad de 10 kg/cm², cuya señal eléctrica es procesada por un módulo Vishay/20 que proporciona lectura digital.

Las llaves utilizadas tanto en la medición de presión de poro como en cambio volumétrico son de tipo bola, éstas tienen la característica que durante su operación inducen muy poco desplazamiento de agua.

5. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

5.1. FORMACION Y MONTAJE DE MUESTRAS

5.1.1. Arcilla del Lago de Texcoco

De la muestra cúbica procedente de un pozo a cielo abierto se tomó una fracción de 5x5x11 cm de altura. El proceso de labrado se realizó de acuerdo con la Referencia 6 para obtener especímenes cilíndricos de aproximadamente 3.5x9.0 cm de diámetro y altura respectivamente. Durante el labrado se cuidó que ésta se remodelara la menos posible con el cortador de alambre, así como que sus extremos fueron ortogonales al eje de la muestra. Para acelerar la consolidación se colocaron longitudinalmente cuatro tiras de papel filtro, marca Whatman No. 31, de 4 mm de ancho. Para evitar la posibilidad de infiltración del fluido confinante al suelo, se utilizaron dos membranas de látex, aplicando entre ambas aceite de silicón. En las Figuras 5.1 a 5.4 se muestran algunos de los pasos seguidos en el labrado y montaje de las probetas.

5.1.2. Arena de Jáltipan.

Los especímenes se formaron por sedimentación en aire. Por medio de un matraz, la arena es depositada en el interior de un tubo partido dentro de la cual se encuentra adherida la membrana, ésta a su vez se encuentra sujeta al pedestal de la cámara mediante dos aro-sellos. El peso de la arena y la altura de caída se mantienen constantes durante la formación de cada probeta. Con éste procedimiento se obtuvieron compacidades relativas del orden de $58 \pm 3\%$ (Fig. 5.5).

Colocada la cabeza sobre el espécimen y sellada la membrana con aro-sellos. Se procede a retirar el molde, aplicando previamente mediante vacío una presión confinante de 0.025 kg/cm^2 con objeto de mantener estable la probeta y obtener así sus

dimensiones (Fig. 5.6).

5.1.3. Arena Limosa de San Isidro

El material empleado para la formación de los especímenes de prueba fue previamente cribado por la malla No.10, agregando a continuación la cantidad de agua necesaria para alcanzar el contenido requerido para la compactación. Dentro de una bolsa de plástico guardada en el cuarto húmedo, el suelo reposó 24 horas con el propósito de homogenizar el contenido de agua.

En la formación de las probetas se utilizó un molde partido tipo Harvard Miniatura. de 3.6x9.0 cm de diámetro y altura respectivamente, lubricada en su interior con aceite de silicón. El procedimiento consistió en compactar por amasado siete capas de igual peso de suelo, ejerciendo sobre cada una diez aplicaciones de 10 kg/cm² de presión máxima con el pistón. Formado el espécimen se extrajo del molde y sus dimensiones fueron medidas. Con el procedimiento descrito se obtuvieron pesos volúmetricos del orden de 1.46 t/m³ con un contenido de agua promedio de 29 % (Figs. 5.7 y 5.8).

5.2. PROGRAMACION DE ENSAYES

5.2.1. Arcilla del Lago de Texcoco

En este material se programó aplicar presiones confinantes contenidas dentro del tramo preconsolidado, para esto fue necesario conocer el esfuerzo de cedencia (σ_b) del suelo cuando este es consolidado isotropicamente (Ref. 3) El esfuerzo de cedencia es el límite entre los tramos preconsolidado y normalmente consolidado (Fig. 5.9).

5.2.2. Arena de Jáltipan

Debido a que las muestras se formaron en laboratorio, las presiones confinantes se eligieron arbitrariamente, pero dentro del rango de valores comunes en la práctica.

5.2.3. Arena Limosa de San Isidro

En este suelo las presiones confinantes fueron seleccionadas en forma análoga al indicado en 5.2.2.

5.3. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE CON EL METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL

Para obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante se requiere de al menos de cuatro pruebas, utilizando una probeta para cada confinamiento.

El procedimiento de una prueba de compresión triaxial de los tipos consolidado no drenado (CU) o consolidado drenado (CD) consiste en las siguientes etapas:

5.3.1. Aplicación de Presión Confinante

Inicialmente el espécimen es sometido a una presión confinante permitiendo cambios volumétricos hasta que los esfuerzos totales y efectivos sean iguales. En esta etapa se grafica la curva tiempo vs. deformación unitaria axial, en el caso de suelos saturados se obtiene también la gráfica tiempo vs. deformación volumétrica unitaria. Las gráficas permiten definir el momento en que los esfuerzos aplicados se han transformado en efectivos (Fig. 5.10).

5.3.2. Aplicación de esfuerzo desviador hasta alcanzar la falla

El espécimen es llevado a la falla en condiciones de carga controlada. En esta etapa, si la prueba es de tipo CU no se permite

el drenaje y el esfuerzo desviador se incrementa cada minuto, excepto cuando se mide presión de poro, en cuyo caso, cada incremento de carga axial se deja actuar hasta que la presión de poro se estabilice. En una prueba CD se permiten siempre cambios volumétricos, incrementándose la carga axial hasta que la deformación axial sea poco significativa.

Conforme el ensaye progresa se construye la gráfica esfuerzo desviador vs. deformación unitaria axial.

La medición de presión de poro en pruebas tipo CU, en probetas con grado de saturación cercano a 100 % tiene por objeto obtener adicionalmente los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos. Para realizar la medición con mayor aproximación es usual aplicar previamente el método de contrapresión. Este procedimiento se describe en el Apéndice.

La Figura 5.11 ilustra el desarrollo del ensaye con el método Convencional de compresión triaxial. Se puede ver que para cada presión confinante se tiene una gráfica esfuerzo desviador vs. deformación unitaria axial en la que se define claramente el esfuerzo correspondiente a la falla.

5.4. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE CON EL METODO MULTITRIAXIAL

Este método requiere solamente una probeta, las presiones confinantes se aplican en forma sucesiva y creciente realizando en cada una de ellas las siguientes etapas:

5.4.1. Aplicación de Presión de Confinante.

Idéntico a 5.2.1.

5.4.2. Aplicación de esfuerzo desviador sin alcanzar la falla.

La muestra es sometida a un esfuerzo desviador cercano a la falla. En el presente trabajo el proceso se suspendía al alcanzar aproximadamente 85 % del esfuerzo desviador de falla estimado, en este caso, mediante una prueba triaxial convencional. La aplicación de esfuerzo desviador se lleva a cabo con carga controlada.

En ensayos del tipo CU, si la muestra tiene un grado de saturación cercano al 100 % se mide la presión de poro.

El criterio respecto al tiempo empleado para llevar a cabo esta fase, es el indicado en 5.3.2.

5.4.3. Descarga

Una vez alcanzado el esfuerzo desviador máximo, la probeta es descargada hasta eliminar todo esfuerzo desviador pero manteniendo la presión confinante y la condición de drenaje.

5.4.4. Se repiten los pasos 5.4.1 a 5.4.3 con presiones confinantes cada vez mayores. Al llegar a la máxima presión confinante programada, el esfuerzo desviador es aplicado hasta alcanzar la falla de la probeta.

En la Figura 5.12 se muestra esquemáticamente el desarrollo de la prueba.

6. RESULTADOS Y SU ANALISIS

6.1. RESULTADOS

los parámetros de resistencia c y ϕ , en términos de esfuerzos totales o efectivos (Fig. 6.1) fueron calculados a partir de la gráfica p - q (Fig. 6.2) y con las expresiones 2.2 y 2.3.

La relación entre el incremento de la deformación axial ($\Delta\varepsilon$) debido a la aplicación de un esfuerzo equivalente al 50% del máximo esfuerzo desviador aplicado, se ha denominado Módulo de Deformación Vertical (M_z), ver Figura 6.3.

$$M_z = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma} \quad (6.1)$$

Los módulos de la prueba multitriaxial (M_z)_{MTX} se han normalizado con los del ensaye triaxial convencional (M_z)_{TX} para las mismas presiones de confinamiento.

6.1.1. Arcilla del Lago de Texcoco

a) Método Triaxial Convencional

En la Figura 6.4 se presentan las gráficas esfuerzo desviador vs. deformación unitaria axial. En ellas se puede observar un aumento en la resistencia al incrementarse la presión confinante. En la falla la presión de poro alcanza un valor promedio de 33% del esfuerzo desviador de falla. El suelo falló inmediatamente después de alcanzar un esfuerzo desviador máximo, definiendo un plano de ruptura. En la Tabla 6.1 se resumen los datos de ensaye.

En esfuerzos totales los parámetros de resistencia son: $c_{CU} = 0.11 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi_{CU} = 18.3^\circ$. En esfuerzos efectivos los parámetros resultantes son: $c_{CD} = 0.12 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi_{CD} = 30.6^\circ$, siendo estos valores mayores que los correspondientes a los esfuerzos totales.

b) Método Multitriaxial

En la Figura 6.6 se muestra la gráfica general esfuerzo desviador vs. deformación unitaria axial obtenida del ensaye multitriaxial. En la Figura 6.5 se presentan en forma separada las gráficas correspondientes a cada una de las presiones confinantes; con excepción del último confinamiento el máximo esfuerzo desviador aplicado fue de aproximadamente 85% del esfuerzo de falla obtenido en la prueba convencional. Al aliviar el espécimen de la carga axial máxima, se observa que las deformaciones parciales se recuperan entre 84 y 89%.

La muestra fue llevada a la falla con la última presión confinante (0.3 kg/cm^2) alcanzando un esfuerzo desviador de 0.56 kg/cm^2 , una deformación axial acumulada de 4.95% y una presión de poro de 0.24 kg/cm^2 (Tabla 6.2), siendo el primer valor ligeramente menor y los dos últimos mayores a los obtenidos con la prueba convencional para el mismo confinamiento.

Los parámetros de resistencia al corte, en función de esfuerzos totales resultan en el método Multitriaxial: $c_{cu} = 0.10 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi_{cu} = 15.5^\circ$, siendo inferiores a los obtenidos con el método Convencional (ver Figura 6.8 y Tabla 6.3).

Los parámetros c y ϕ en términos de esfuerzos efectivos son $c_{cd} = 0.11 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi_{cd} = 24.5^\circ$, siendo también en este caso menores a los correspondientes al método Convencional (ver Figura 6.9 y Tabla 6.3)

La presión de poro máxima con el ensaye multitriaxial, normalizada con la presión de poro en la falla (prueba triaxial convencional) se muestra en la Figura 6.7, observándose que este cociente varía entre 0.82 y 1.14.

Comparando las gráficas esfuerzo vs. deformación y esfuerzo

vs. presión de poro de los métodos Triaxial Convencional y Multitriaxial para una misma presión confinante y nivel de esfuerzos (Figs. 6.4 y 6.5), se aprecia que tanto las deformaciones como la presión de poro prácticamente se superponen en el ciclo de carga.

Los módulos de deformación normalizados respecto a los valores del ensaye triaxial convencional se muestran en la Figura 6.16, notándose que esta relación varía entre 0.87 y 1.29. En los dos métodos los módulos de deformación son similares (Figs. 6.4 y 6.5).

6.1.2. Arena de Jáltipan

a) Método Triaxial Convencional

Con excepción del ensaye correspondiente al confinamiento de 3 kg/cm², las gráficas esfuerzo vs. deformación (Fig. 6.10) muestran un comportamiento del tipo plástico en la falla, es decir el esfuerzo desviador se mantiene constante después de alcanzar un valor máximo mientras que la deformación axial continúa incrementándose. La Tabla 6.4 contiene un resumen de datos. El valor del parámetro ϕ_{CD} resultó 36.9°.

b) Método Multitriaxial

En la Figura 6.11 se puede ver que la magnitud de la recuperación elástica ($\Delta\epsilon_e/\Delta\epsilon_{op}$) se va incrementando durante el desarrollo de la prueba, alcanzando valores de hasta 44% respecto a la deformación total. Durante el ensaye la probeta no presentó deformación axial al incrementar la presión confinante. En la Tabla 6.5 se resumen los resultados del ensaye.

Comparando las gráficas esfuerzo vs. deformación de los métodos Convencional y Multitriaxial (Figs. 6.10 y 6.11), se observa que a partir del segundo confinamiento, las deformaciones parciales

($\Delta \epsilon_{op}$) obtenidas con este último método resultan menores que las correspondientes a los ensayos triaxiales convencionales. En las mismas Figuras se aprecia que en el ensaye multitriaxial en cada una de las presiones confinantes la deformación máxima acumulada es similar a la experimentada con el mismo nivel de esfuerzos en la prueba convencional correspondiente.

La relación entre los módulos de deformación vertical de los ensayos multitriaxial y convencional resulta ser 1.0 con la primera presión confinante y a partir del segundo confinamiento se mantiene entre 0.17 y 0.31 (Fig. 6.16). Los módulos de deformación en ambos métodos decrecen con el confinamiento (Figs. 6.10 y 6.11).

En el ensaye multitriaxial el esfuerzo desviador alcanzado al llevar la probeta a la falla con 3 kg/cm^2 de presión confinante resultó de 8.78 kg/cm^2 , el cual es similar a 8.60 kg/cm^2 obtenido en la prueba convencional con el mismo confinamiento (Tablas 6.4 y 6.5).

Comparando las gráficas p-q de ambos métodos (Fig. 6.12), se observa que la correspondiente al método Convencional se encuentra arriba de la del ensaye multitriaxial. Resultando en el método Convencional $\phi_{CD} = 36.9^\circ$ en contraste con $\phi_{CD} = 33.7^\circ$, obtenido en el método Multitriaxial (Tabla 6.6).

6.1.3. Arena Limosa de San Isidro

a) Método Triaxial Convencional

La Figura 6.13 contiene las gráficas esfuerzo desviador vs. deformación uniaxial correspondientes a diferentes presiones confinantes, en ellas se define un esfuerzo máximo al cual corresponde una deformación uniaxial única en la falla, definiéndose un plano de falla. La Tabla 6.7 proporciona los datos de los ensayos.

Los parámetros de resistencia al corte c_{CU} y ϕ_{CU} obtenidos con este método son 0.37 kg/cm^2 y 35.6° respectivamente (Tabla 6.9).

b) Método Multitriaxial

En la gráfica esfuerzo desviador vs. deformación unitaria axial (Fig. 6.14) se observó que al aliviar el esfuerzo desviador máximo aplicado, la respuesta elástica es del orden de 11 a 20% de la deformación total. Nótese además que el espécimen no experimenta deformación axial al incrementar la presión confinante.

Comparando las gráficas esfuerzo vs. deformación (Figs. 6.13 y 6.14) se observa que a partir del tercer confinamiento es notable que en el método Multitriaxial las deformaciones parciales son menores que en el ensaye convencional, para un mismo confinamiento y nivel de esfuerzo. Sin embargo la deformación máxima acumulada en cada presión confinante es mayor que la observada en la prueba convencional.

En el ensaye multitriaxial los módulos de deformación vertical normalizados respecto al método Convencional, resulta con la primera presión confinante de 1.76, variando entre 0.11 y 0.39 para los siguientes confinamientos (Fig. 6.16). En las pruebas convencionales los módulos de deformación se mantienen prácticamente constante, observándose lo mismo en el método Multitriaxial a partir del segundo confinamiento (Figs. 6.13 y 6.14).

El esfuerzo desviador de falla en la muestra del ensaye multitriaxial resulta 7.28 kg/cm^2 , muy semejante al obtenido en la prueba convencional, para el mismo confinamiento (Tablas 6.7 y 6.8).

Comparando los parámetros de los métodos Multitriaxial y Triaxial Convencional (Fig. 6.15), se puede establecer que los

parámetros c y ϕ son menores a los calculados en el segundo método.

6.2. ANALISIS DE RESULTADOS

6.2.1. Parámetros de Resistencia

Los parámetros de resistencia (c_{MTX} y ϕ_{MTX}) determinados en el ensaye multitriaxial en los tres materiales empleados en este trabajo se han normalizado con los del método Convencional (c_{TX} y ϕ_{TX}), obteniéndose los cocientes c_{MTX} / c_{TX} y ϕ_{MTX} / ϕ_{TX} , cuyos valores son :

En la arcilla del Lago de Texcoco, en términos de esfuerzos totales 0.91 y 0.85 respectivamente y 0.92 y 0.80 en función de esfuerzos efectivos. En la arena limosa de San Isidro los cocientes respectivos son 0.92 y 0.95. En la arena de Jáltipan ϕ_{MTX} / ϕ_{TX} es 0.91 (ver Tabla 6.10).

Es evidente que en los tres suelos utilizados en este estudio, los parámetros obtenidos con el ensaye multitriaxial resultan sistemáticamente menores que los del método Convencional.

En la arcilla, la mayor diferencia entre ambos métodos esta en ϕ , lo que implica que en el ensaye multitriaxial la resistencia por cohesión se moviliza completamente en comparación a la correspondiente a la fricción.

En la arena limosa de San Isidro c y ϕ guardan muy poca diferencia respecto a los obtenidos en el método Convencional lo que induce a pensar que en el método Multitriaxial las resistencias por cohesión y fricción se movilizan prácticamente en su totalidad. En la arena de Jáltipan la discrepancia en ϕ entre los dos métodos es pequeña, considerándose entonces que la resistencia por fricción prácticamente se movilizó al máximo en la prueba

multitriaxial.

Con base en los resultados obtenidos, se considera que el procedimiento de prueba aquí empleado es confiable para la determinación de parámetros de resistencia y que las diferencias, en los suelos ensayados no exceden de 10% en c y de 20% en ϕ .

6.2.2. Deformaciones Axiales Durante los Ensayes

a) En el ensaye multitriaxial (Fig. 6.5) de la arcilla del Lago de Texcoco en cada presión confinante la muestra es llevada a un nivel de esfuerzos de aproximadamente 85% del correspondiente a la falla, aún con ésto se obtiene una respuesta elástica comprendida entre 84 y 89%, resultando las deformaciones parciales ($\Delta\epsilon_p$) similares a las del método Convencional, para un mismo confinamiento y nivel de esfuerzos (Figs. 6.4 y 6.5), sin embargo existen pequeñas deformaciones permanentes ($\Delta\epsilon_p$) durante el desarrollo de la prueba que se van incrementando con los procesos de carga y descarga, de manera que al conducir a la muestra a la falla con el último confinamiento se alcanza una deformación total 15% mayor a la obtenida en la prueba convencional para igual confinamiento (Fig. 6.6). La alteración de la estructura del suelo durante la ejecución del ensaye multitriaxial, reflejada en la magnitud de las deformaciones plásticas, no afectó en forma importante al comportamiento esfuerzo deformación de cada confinamiento, por lo que, en este caso, los módulos de deformación para la condición no drenada son semejantes en ambos métodos, según se puede apreciar en la Figura 6.16.

b) En el método Multitriaxial practicado en la arena de Jaltipán al llevar a la muestra a la falla con el último confinamiento, resulta la deformación total y el esfuerzo desviador similares a los obtenidos con la prueba convencional para igual confinamiento, ésto probablemente se debe a que en el desarrollo del ensaye multitriaxial la compacidad de la muestra no fue alterada

significativamente. Sin embargo, las deformaciones parciales ($\Delta\epsilon_p$) son menores a partir del segundo confinamiento comparadas con las del método Convencional, posiblemente ésto sea consecuencia de que el espécimen en el primer ciclo de carga y descarga sufre las mayores deformaciones verticales y radiales (abarrilamiento); además, que al incrementar el confinamiento el material se va haciendo menos deformable, debido a que los granos tienen menos libertad de moverse. Esto explicaría por que las respuestas elásticas ($\Delta\epsilon_e/\Delta\epsilon_p$) se van incrementando en cada confinamiento alcanzando recuperaciones hasta del 43% de la deformación parcial. Por lo descrito, se concluye que en este caso la prueba multiaxial no puede ser utilizada para obtener módulos de deformación vertical, por resultar menores a los del ensaye convencional (Fig. 6.16).

c) En el ensaye multiaxial realizado en la arena limosa de San Isidro las recuperaciones elásticas son del orden del 11 a 20% . En este caso, es posible que se llegue a definir un plano de falla al alcanzar el esfuerzo máximo, quedando deformaciones permanentes ($\Delta\epsilon_p$) considerables (Fig. 6.14). En consecuencia, al fallar la probeta se alcanza una deformación acumulada mayor en comparación a la obtenida en la prueba convencional correspondiente, aunque el esfuerzo desviador máximo sea similar en ambos métodos (Figs. 6.13 y 6.14). El hecho de que las deformaciones parciales ($\Delta\epsilon_p$) sean inferiores a las observadas en los ensayes convencionales para igual presión confinante está relacionado con los procesos de carga y descarga en los que la muestra experimenta deformaciones permanentes, que son la manifestación del acomodamiento de los granos, originando así que al aplicar esfuerzo desviador el material sea menos deformable en comparación a una probeta empleada en la prueba convencional del mismo confinamiento, en la que se inicia con una estructura menos estable. Por esta razón los módulos de deformación vertical son inferiores a los obtenidos en el método Convencional (ver Fig. 6.16).

6.2.3. Presión de Poro

En el ensaye multitriaxial de la arcilla, en cada una de las presiones confinantes el desarrollo de la presión de poro es similar al de la prueba convencional para igual confinamiento. Este comportamiento puede atribuirse a la importancia de la respuesta elástica del suelo (inciso 6.2.2.a), lo cual se traduce en una alteración poco significativa de la estructura del material durante la prueba multitriaxial. Por lo tanto, los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos, obtenidos en un ensaye multitriaxial consolidado no drenado con medición de presión de poro son en este caso tan confiables como los obtenidos en función de esfuerzos totales.

6.2.4. Evaluación del Procedimiento utilizado en este Trabajo para realizar el Ensaye Multitriaxial.

a) Los parámetros c y ϕ obtenidos en el ensaye multitriaxial resultan respectivamente del orden del 8 y 12% menores que los del método Triaxial Convencional, por lo que se considera confiable el procedimiento aquí usado en los tres materiales estudiados, así como también módulos de deformación y presiones de poro en el caso particular de la arcilla del Lago de Texcoco.

b) Análisis de las gráficas esfuerzo vs. deformación obtenidas mediante los métodos Triaxial Convencional y Multitriaxial, para el uso en la realización de este último método.

Según los resultados de este estudio se pueden establecer tres tipos de comportamientos o gráficas esfuerzo vs. deformación (Fig. 6.17).

b.1. En el comportamiento tipo I la probeta falla repentinamente al alcanzar el esfuerzo desviador máximo, por lo que no resulta fácil realizar el ensaye multitriaxial si se esta controlando unicamente

la velocidad de aplicación de la carga.

Una alternativa será emplear el criterio de deformación controlada en el que las gráficas esfuerzo vs. deformación muestran claramente un esfuerzo máximo (Fig. 6.18), lo que permitiría establecer con precisión el momento en el que deba suspenderse la aplicación de carga axial y proceder a la descarga.

Otra alternativa sería suspender la aplicación de esfuerzo desviador en el momento de la aparición del plano de falla en la muestra

En cualquiera de los casos anteriores siempre será conveniente estimar previamente la resistencia del suelo, por ejemplo mediante su consistencia o compacidad naturales o bien haciendo uso de correlaciones empíricas reportadas en la literatura técnica.

b.2. En el comportamiento tipo II (Fig. 6.17.b) el esfuerzo máximo se mantiene prácticamente constante mientras que la deformación sigue incrementándose. Lo cual indica que el comportamiento es plástico en la falla y sin definirse un plano de ruptura del suelo. En este caso, sin tener información previa de la resistencia, el ensaye se puede realizar aplicando carga axial hasta observar que el esfuerzo desviador aplicado prácticamente no varíe y procede inmediatamente con la etapa de descarga. Otra alternativa es hacer el ensaye controlando la velocidad de deformación, hasta alcanzar un nivel de deformación en el que el esfuerzo axial se mantenga constante.

b.3. En el comportamiento tipo III (Fig. 6.17.c) la gráfica presenta la característica que después de alcanzar el esfuerzo desviador máximo la deformación sigue incrementándose con una ligera disminución de esfuerzo. En este caso el esfuerzo desviador puede aplicarse hasta que se defina claramente que ha sido alcanzado un valor máximo en la carga aplicada. Otra alternativa

será utilizar el criterio de deformación controlada, en la forma indicada en el inciso b.1 de este Capítulo. Otra opción más es suspender la prueba en el momento de la aparición del plano de falla, sea que el ensaye se realice con el criterio de deformación controlada o con el de carga controlada.

Los criterios de deformación controlada y de carga controlada, poseen ventajas y limitaciones como a continuación se puede ver:

Velocidad controlada en la deformación axial

Ventajas

- .Se define con claridad la gráfica esfuerzo vs. deformación axial, después de alcanzar el máximo esfuerzo desviador
- .Se puede conocer la deformación exacta en la falla
- .La duración de la prueba se puede predecir razonablemente

Limitaciones

- .No es útil en pruebas drenadas en suelos finos saturados
- .No pueden realizarse ensayos en donde la probeta sea fallada reduciendo la presión confinante

Velocidad controlada en la aplicación de carga

Ventajas

- .Puede ser empleado en pruebas donde la muestra sea consolidada bajo combinaciones de esfuerzos
- .Es utilizado en ensayos en los que la falla sea causada reduciendo la presión confinante
- .Es posible obtener con precisión respuestas elásticas

Limitaciones

- .La gráfica esfuerzo vs. deformación, no siempre se define después de alcanzar el máximo esfuerzo desviador
- .Presenta dificultad para estimar la deformación exacta en la falla

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES

Existen suelos donde es difícil obtener muestras homogéneas, tales como materiales expansivos que presentan fuertes agrietamientos por pérdida de agua y suelos con grava, en estos casos la disposición de material para el labrado de probetas es limitada; por lo que en el presente trabajo se vio la importancia de contribuir al avance de la investigación del método Multitriaxial, ya antes practicado e investigado con otros materiales diferentes a los aquí utilizados. Esta técnica tiene la finalidad de obtener con una sola probeta, parámetros de resistencia al corte similares a los obtenidos con el método Convencional, en el que se emplean tres o más muestras. En consecuencia la técnica Multitriaxial permite emplear menos material y resulta ser económica respecto al método Convencional.

A pesar de que se ha comprobado la validez del método Multitriaxial en algunos suelos, se considera que no ha sido investigado lo suficiente para generalizar su uso, por lo cual es importante realizar estudios donde se utilicen diferentes suelos con el propósito de establecer su grado de confiabilidad, siendo el objetivo principal de este trabajo.

En este trabajo con el fin de evaluar la validez del ensaye Multitriaxial, se comparó con el Método Convencional. Para este propósito se emplearon tres tipos de suelos: arcilla del Lago de Texcoco, arena limosa de San Isidro, Estado de México y arena de Jáltipan, Veracruz. Los dos primeros materiales fueron ensayados en pruebas del tipo consolidado no drenado, utilizando muestras inalteradas y formadas en laboratorio respectivamente. En el tercer suelo se realizaron ensayos del tipo consolidado drenado en probetas elaboradas en laboratorio. En las pruebas llevadas a cabo en la arcilla del Lago de Texcoco se midió también la presión de poro.

La técnica empleada en la prueba multitriaxial consistió en aplicar presiones confinantes en forma creciente, en cada una de éstas el espécimen fue aproximado a la falla y aliviado a continuación de todo esfuerzo desviador. Finalmente la muestra se falló con el último confinamiento

De los resultados de esta investigación se establece lo siguiente:

7.1.1. Los parámetros de resistencia obtenidos con la prueba multitriaxial son menores que los correspondientes al método Convencional. Los parámetros c y ϕ resultan en promedio 8 y 12% inferiores respectivamente; la mayor diferencia encontrada fue en ϕ , con 20% y corresponde a la arcilla del Lago de Texcoco.

7.1.2 La diferencia entre los parámetros se atribuye a una parcial movilización de la resistencia, debido a que durante el ensaye Multitriaxial, en cada presión confinante la muestra es sometida a un esfuerzo desviador menor al de falla, resultando la discrepancia mayor en la resistencia debida a la fricción.

Como conclusiones adicionales se tiene:

7.1.3. En la arcilla del Lago de Texcoco, la presión de poro y el comportamiento esfuerzo deformación no son afectados en forma significativa durante la prueba multitriaxial, por lo que los módulos de deformación resultan similares a los obtenidos con el método Convencional.

7.1.4. En las muestras formadas con arena, los módulos de deformación vertical obtenidos en el ensaye multitriaxial a partir del segundo confinamiento, resultan en promedio 75% menores que los del método Convencional.

7.2. RECOMENDACIONES

7.2.1. Se recomienda continuar investigando la aplicación del método Multitriaxial con el procedimiento aquí expuesto, empleando otros materiales y diferentes condiciones de drenaje.

7.2.2. Para investigar el grado de alteración que pudo haber sufrido la muestra, es recomendable que al final del ensaye se restituya el confinamiento al valor inicial antes de conducirla a la falla. Una discrepancia considerable entre los esfuerzos desviadores máximos obtenidos en el primer y último confinamiento, indicaría que la estructura del material fue afectada durante el ensaye.

7.2.3. Cuando no sea posible estimar la resistencia al corte del suelo a ensayar, se sugiere utilizar el criterio de deformación controlada en la aplicación de esfuerzo desviador, ya que la gráfica esfuerzo vs. deformación siempre muestra un esfuerzo máximo, haciendo posible suspender los incrementos de carga axial antes de que la probeta falle.

7.2.4. En materiales con comportamiento frágil en la falla, se podrá aplicar esfuerzo desviador hasta el instante de la aparición del plano de falla, sea utilizando el criterio de deformación controlada o el de carga controlada.

REFERENCIAS

1. Alberro, J. y Hiriart, G. (1973).
"Resistencia a largo plazo de las arcillas de la ciudad de México".
Publicación # 317.
Instituto de Ingeniería, UNAM.
2. Anderson, W. F. (1974).
"The use of multi-stage triaxial tests to find the undrained strength parameters of stony boulder clay".
Proceedings Institution Civil Engineers, Parte 2.
3. Alemán, J. D. (1989).
"Comportamiento esfuerzo-deformación de la arcilla del valle de México, utilizando un enfoque basado en la teoría del estado crítico".
Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
4. Bishop, A. W. y Henkel, D. J. (1957).
"The measurement of soil properties in the triaxial test".
Edmund Arnold, Publishers.
5. De Beer, E. (1950).
"The cell-test".
Géotechnique Vol. 2.
London England.
6. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
"Instructivo de ensayos de laboratorio"(1976).
7. González, V. M. (1979).
"Formación de probetas de arena con compacidad relativa prefijada".
División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Sección Mecánica de Suelos, informe interno, UNAM.
8. Head, K. H. (1982).
"Manual of soil laboratory testing", Tomo 2.
Pentech Press.
London England.
9. Kenney, T. C. and Watson, G. H. (1961).
"Multiple-stage triaxial test for determining c' y ϕ' of saturated soils".
Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Paris.

10. Marsal, R. y Mazari, M. (1959).
"El subsuelo de la Ciudad de México".
Instituto de Ingeniería, UNAM.
11. Rey, E. E. (1982).
"Variación de los parámetros de resistencia con la humedad y el confinamiento de un suelo de tipo expansivo".
Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
12. Taylor, D. W. (1950).
"A triaxial shear investigation on a partially saturated soil".
American Society for Testing materials, Spec. Tech. Pub. # 106.
13. Zeevaert, L. (1971).
"Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos", apuntes de Mecánica de Suelos, Vol. 2, tercer cuaderno.
Facultad de Ingeniería, UNAM.

MATERIAL MENOR QUE -
0.42 MM:

IDENTIFICACION	PROCEDENCIA	PROFUN- DIDAD	TIPO DE MUESTRA	CONTENIDO	PESO	GRAVEDAD	LIMITE	LIMITE	INDICE	ESFUERZO	ESFUERZO	RELACION	GRADO	RELACION	RELACION
				NATURAL DE AGUA	VOLU- METRICO	ESPE- CIFICA	LI- QUIDO	PLAS- TICO	PLAS- TICO	VERTICAL EFECTIVO EN EL SI- TIO	DE CEDEN- CIA EN - CONSOLIDA- CION ISO- TROPICA	DE VACIOS	DE SATU- RACION	DE VACIOS MAXIMA	DE VACIOS MINIMA
				W (%)	γ_m (T/m ³)	Ss -	LL (%)	LP (%)	I _p (%)	$\bar{\sigma}_o$ (Kg/cm ²)	σ_b (Kg/cm ²)	e	G (%)	e _{max}	e _{min}
ARCILLA, COLOR CAFE VERDOSO. MUY ALTA PLASTICIDAD. CONSISTENCIA NATURAL BLANDA. APARIENCIA HOMOGENEA.	BORDO NABOR CARRILLO, LAGO DE TEXCOCO, EDO. DE MEXICO.	1.70 m.	INALTE- RADA.	454	1.118	2.65	587	125	462	0.165	0.375	12.50	96	-	-
ARENA FINA LIMPIA. COLOR BLANCO AMARILLENTO CLARO. TAMAÑO MAXIMO 0.25 mm; UNIFORME. FORMA EQUIDIMENSIONAL SUBANGULO- SA. CONSTITUI- DA POR SILICE.	BANCO DE ARENA, JALTIPAN VERACRUZ.		ALTERA- DA REPRE- SENTA- TIVA.	-	-	2.61	-	-	-	-	-	-	-	1.03	0.67
ARENA LIMOSA. COLOR CAFE. TAMAÑO MAXIMO 0.84 mm. 64% ARENA MEDIA A FINA, 36% LI- MO DE PLASTI- CIDAD MEDIA.	BANCO SAN ISIDRO, EDO. DE MEXICO.		ALTERA- DA REPRE- SENTA- TIVA.	21	-	2.58	50	31	19	-	-	-	-	-	-

TABLA 3.1 PROPIEDADES INDICE DE LOS SUELOS UTILIZADOS

Tabla 6.1 ENSAYE TRIAXIAL CONVENCIONAL CONSOLIDADO NO DRENADO CON MEDICION DE PRESION DE PORO EN LA ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO.

PRUEBA	PESO VOLU- METRICO	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SA- TURACION		PRESION DE CONFINAMIENTO	ESFUERZO DESVIADOR EN LA FA- LLA	PRESION DE PORO EN LA FALLA	DEFORMACION UNITARIA AXIAL EN LA FALLA
	γ_m	e_i	e_f	w_i	w_f	G_i	G_f	σ_c	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	U_f	ϵ_f
	(T/m ³)	-	-	(%)	(%)	(%)	(%)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(%)
Tx-C1	1.097	12.58	12.41	466	464	98.2	99.1	0.10	0.41	0.10	1.70
Tx-C2	1.105	12.43	12.32	466	465	99.3	100.0	0.15	0.45	0.15	2.10
Tx-C3	1.109	12.60	12.35	466	461	98.0	98.9	0.20	0.49	0.17	2.60
Tx-C4	1.113	12.68	12.35	464	457	97.0	98.1	0.25	0.53	0.20	3.40
Tx-C5	1.127	11.77	11.20	435	430	97.9	100.0	0.30	0.60	0.21	4.30

Tabla 6.2 ENSAYE MULTITRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO CON MEDICION DE PRESION DE PORO EN LA ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO.

PRUEBA	PESO VOLU- METRICO	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SA- TURACION		PRESION DE CONFINA- MIENTO	ESFUERZO DESVA-- DOR MAXIMO	PRESION DE PORO MAXI- MO.	DEFORMACION UNITARIA -- AXIAL MAXI- MA PARCIAL	DEFORMACION UNITARIA -- AXIAL MAXIMA ACUMULADA.	RECUPERACION ELASTICA
		e_i	e_f	w_i	w_f	G_i	G_f						
		-	-	(%)	(%)	(%)	(%)						
	γ_m							σ_c	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	u	$\Delta \epsilon_{ep}$	$\Sigma \epsilon_{ep}$	$\Delta \epsilon_e / \Delta \epsilon_{ep}$
	(T/m ³)	-	-	(%)	(%)	(%)	(%)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(%)	(%)	(%)
MTx-C1	1.094	12.89	12.30	470	459	97.0	98.9	0.10	0.35	0.09	1.60	1.60	88
								0.15	0.38	0.13	1.70	1.90	88
								0.20	0.41	0.14	1.90	2.40	89
								0.25	0.43	0.17	2.20	3.10	84
								0.30	0.51*	0.21*	2.90*	4.25	-
	0.56**	0.24**	3.60**	4.95	-								

** En la falla

* Al 85% del esfuerzo desviador de falla.

Tabla 6.3 RESUMEN DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO CON - MEDICION DE PRESION DE PORO. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO.

Método Triaxial Convencional				Método Multitriaxial			
Totales		Efectivos		Totales		Efectivos	
Angulo de Fricción Aparente	Cohesión Aparente	Angulo de Fricción	Cohesión	Angulo de Fricción Aparente	Cohesión Aparente	Angulo de Fricción	Cohesión
ϕ_{CU}°	c_{CU} (kg/cm ²)	ϕ_{CD}°	c_{CD} (Kg/cm ²)	ϕ_{CU}°	c_{CU} (Kg/cm ²)	ϕ_{CD}°	c_{CD} (Kg/cm ²)
18.3	0.11	30.6	0.12	15.5	0.10	24.5	0.11

Tabla 6.4 ENSAYE TRIAXIAL CONVENCIONAL CONSOLIDADO DRENADO EN LA ARENÁ DE JALTIPAN.

Prueba	PESO VOLUMÉTRICO	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA	COMPACIDAD RELATIVA	PRESION DE CONFINAMIENTO	ESFUERZO DESVIADOR EN LA FALLA	DEFORMACION UNITARIA AXIAL EN LA FALLA
	γ_m	e	W	C_r	σ_c	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	ϵ_f
	(T/m ³)	-	(%)	(%)	(kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(%)
Tx-S1	1.43	0.83	Próbetas de arena seca	56	0.25	0.90	4.80
Tx-S2	1.43	0.83		56	1.00	3.15	6.80
Tx-S3	1.44	0.82		58	2.00	5.90	7.40
Tx-S4	1.44	0.81		61	3.00	8.60	5.50

Tabla 6.5 ENSAYE MULTITRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO EN LA ARENA DE JALTIPAN.

Prueba	PESO VOLUMETRICO	RELACION DE VACIOS	COMPACTIDAD RELATIVA	PRESION DE CONFINAMIENTO	ESFUERZO DESVIADOR MAXIMO	DEFORMACION UNITARIA AXIAL MAXIMA PARCIAL	DEFORMACION UNITARIA AXIAL MAXIMA ACUMULADA	RECUPERACION ELASTICA
	γ_m	e	C_r	σ_c	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$\Delta \epsilon_{ep}$	$\Sigma \epsilon_{ep}$	$\Delta \epsilon_e / \Delta \epsilon_{ep}$
	(T/m ³)	-	(%)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(%)	(%)	(%)
MTx-S1	1.44	0.81	61	0.25	0.75	2.35	2.35	5
				1.00	2.73	1.01	3.21	24
				2.00	5.12	0.61	3.61	44
				3.00	7.31*	0.50*	3.85	-
					8.78**	2.39**	5.75	-

** En la falla

* Al 85% del esfuerzo desviador de falla.

Tabla 6.6 RESUMEN DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN ENSAYE DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO. ARENA DE JALTIPAN.

METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL	METODO MULTITRIAXIAL
Angulo de Fricción	Angulo de Fricción
ϕ_{CD}°	ϕ_{CD}°
36.9	33.7

Tabla 6.7 ENSAYE TRIAXIAL CONVENCIONAL CONSOLIDADO NO DRENADO
EN LA ARENA LÍMOSA DE SAN ISIDRO.

Prueba	PESO VOLUMÉTRICO.	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA	GRADO DE SATURACION	PRESION DE CONFINAMIENTO	ESFUERZO DESVIADOR EN LA FALLA	DEFORMACION UNITARIA AXIAL EN LA FALLA.
	γ_m	e	w	G	σ_c	$(\sigma_1 - \sigma_3)_F$	ϵ_f
	(T/m ³)	-	(%)	(%)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(%)
Tx-SM1	1.47	1.27	29	58.9	0.50	2.80	4.00
Tx-SM2	1.47	1.27	29	58.9	1.00	4.24	9.60
Tx-SM3	1.47	1.27	29	58.9	1.50	5.80	17.20
Tx-SM4	1.46	1.27	29	58.9	2.00	7.00	18.40

Tabla 6.8 ENSAYE MULTITRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO EN LA ARENA LÍMOSA DE SAN ISIDRO.

Prueba	PESO VOLUMÉTRICO	RELACIÓN DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA	GRADO DE SATURACION	PRÉSION DE CONFINAMIENTO.	ESFUERZO DESVIADOR MÁXIMO	DEFORMACION UNITARIA -- AXIAL MÁXIMA PARCIAL	DEFORMACION UNITARIA -- AXIAL MÁXIMA ACUMULADA	RECUPERACION ELÁSTICA.
	γ_m	e	W	G	σ_c	$(\sigma_1 - \sigma_3)$	$\Delta \epsilon_{ep}$	$\Sigma \epsilon_{ep}$	$\Delta \epsilon_e / \Delta \epsilon_{ep}$
	(T/m ³)	-	(%)	(%)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(%)	(%)	(%)
MTx-SM1	1.46	1.27	29	58.9	0.50	2.37	1.70	1.70	20
					1.00	3.65	3.00	4.40	15
					1.50	5.17	4.60	8.60	11
					2.00	5.95*	1.80*	9.80	-
						7.28**	14.10**	22.10	-

** En la falla

* Al 85% del esfuerzo desviador de falla

6.9 RESUMEN DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO. ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO.

Metodo Triaxial Convencional		Método Multitriaxial	
Angulo de Fricción Aparente	Cohesión Aparente	Angulo de Fricción Aparente	Cohesión Aparente
ϕ_{CU}°	c_{CU} (Kg/cm ²)	ϕ_{CU}°	c_{CU} (Kg/cm ²)
35.6	0.37	33.7	0.34

Tabla 6.10 RESULTADOS DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DEL METODO MULTITRIAXIAL EN RELACION A LOS OBTENIDOS CON EL METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL.

		$\frac{C_{MTx}}{C_{Tx}}$	$\frac{\phi_{MTx}}{\phi_{Tx}}$
Arcilla del	Totales	0.91	0.85
Lago de Texcoco	Efectivos	0.92	0.80
Arena de Jáltipan	-	-	0.91
Arena Limosa de San Isidro	-	0.92	0.95

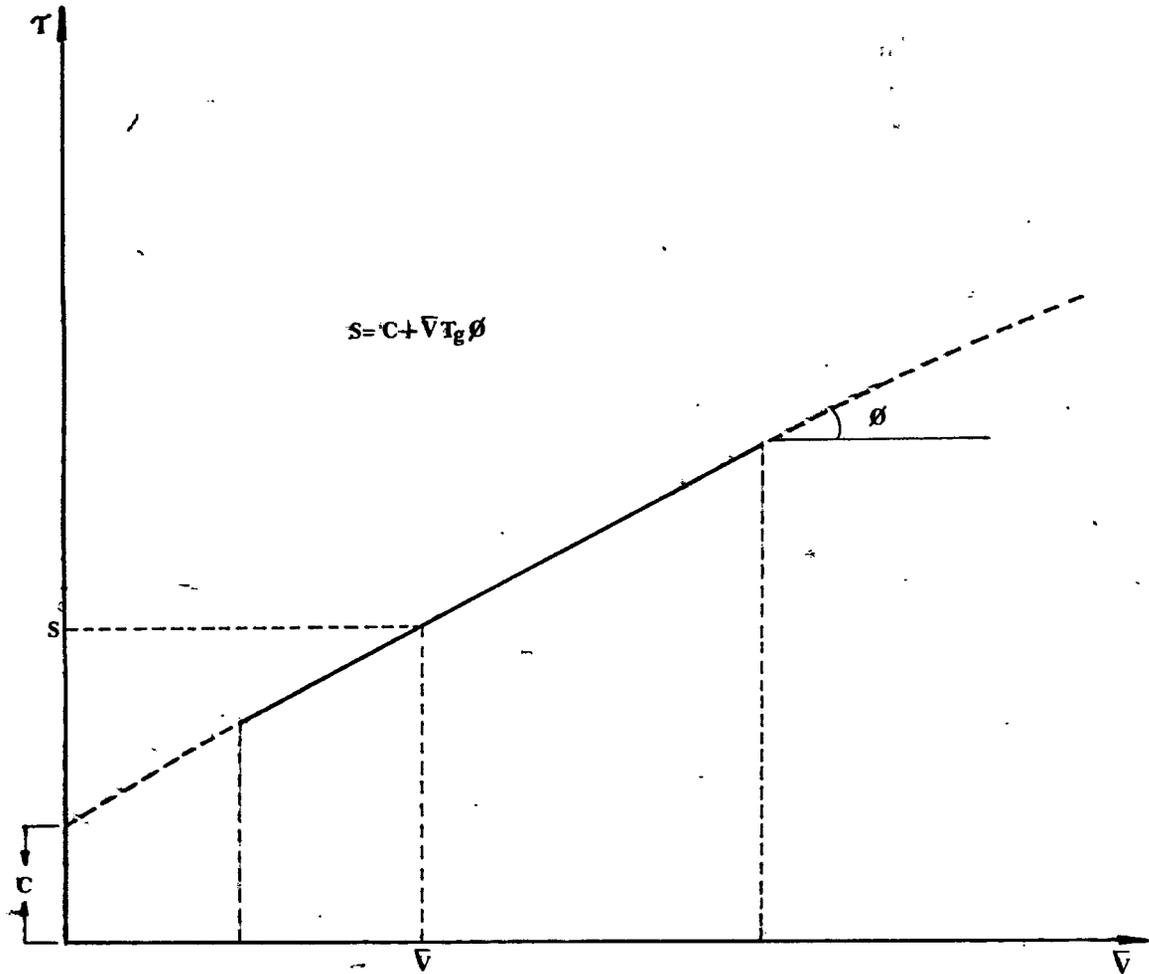


FIG. 1.1 ENVOLVENTE DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN EL INTERVALO DE ESFUERZOS QUE SE INDICA

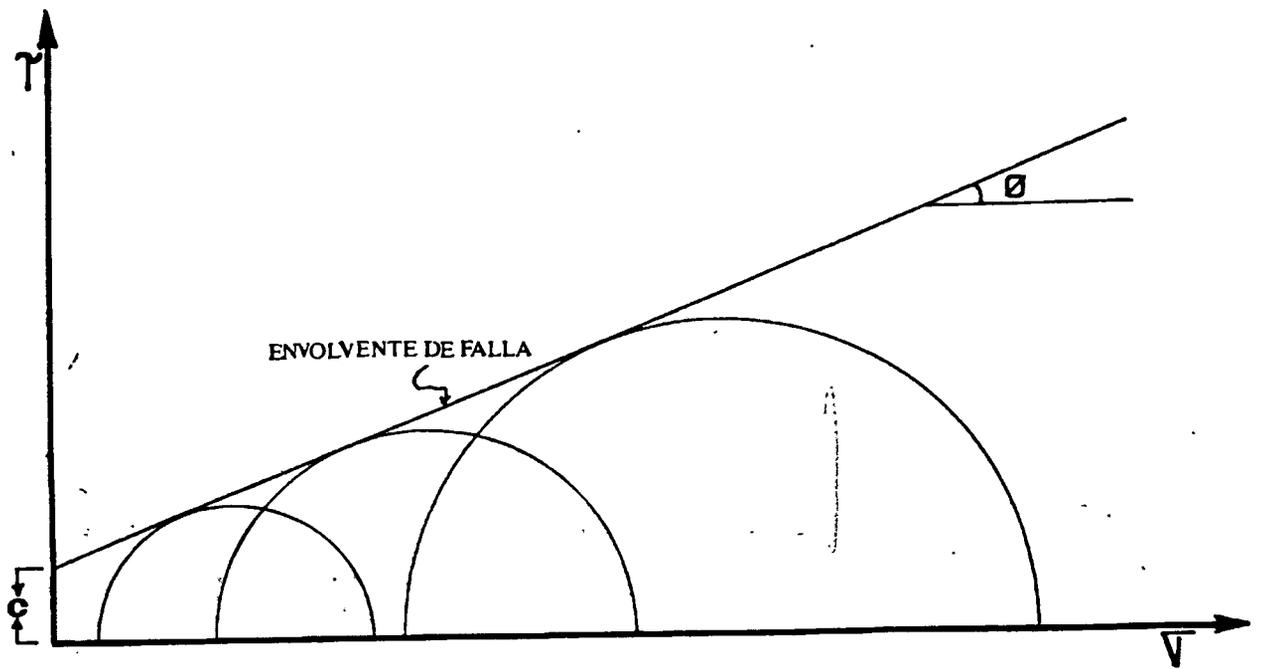


FIG. 2.1 CRITERIO DE MOHR-COULOMB

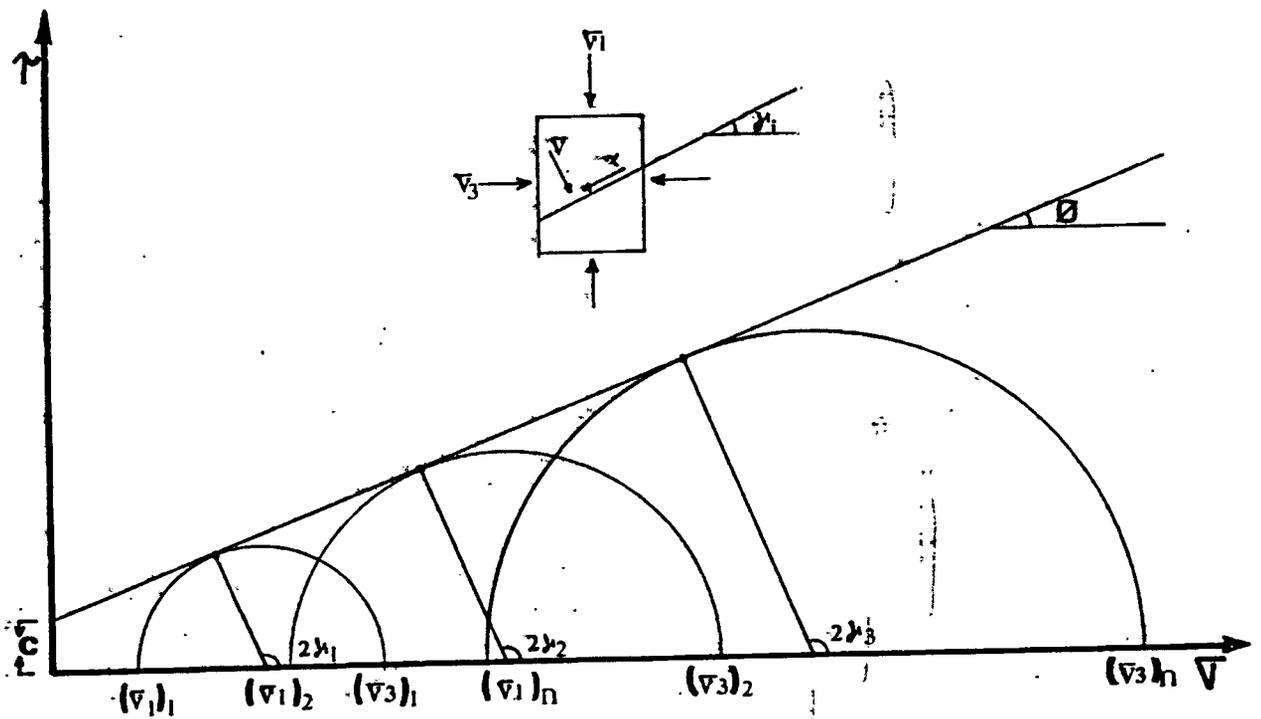


FIG. 2.2 DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE RESISTENCIA

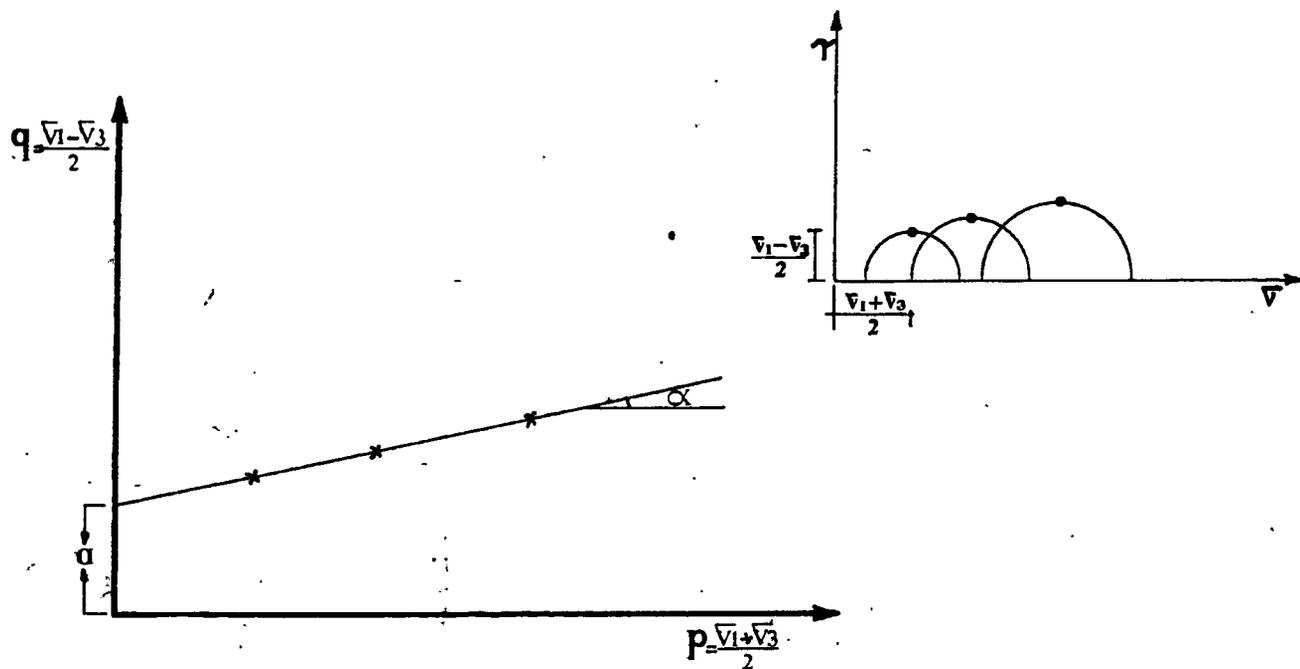


FIG. 2.3 DIAGRAMA P - q

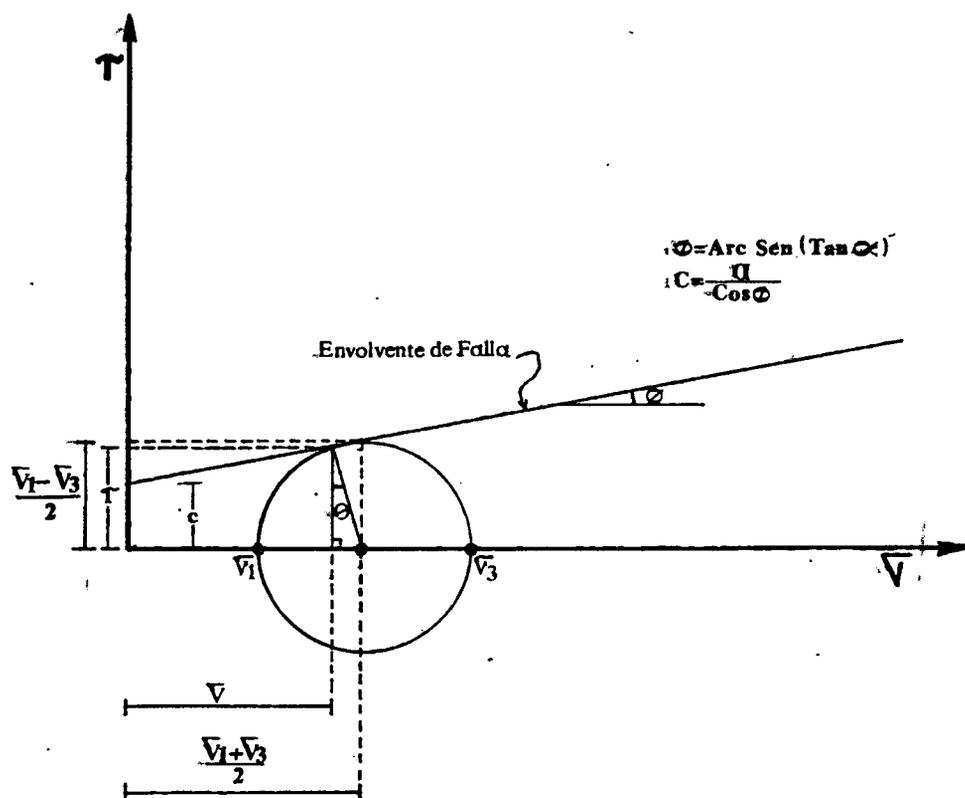


FIG. 2.4 DIAGRAMA DE MOHR - COULOMB

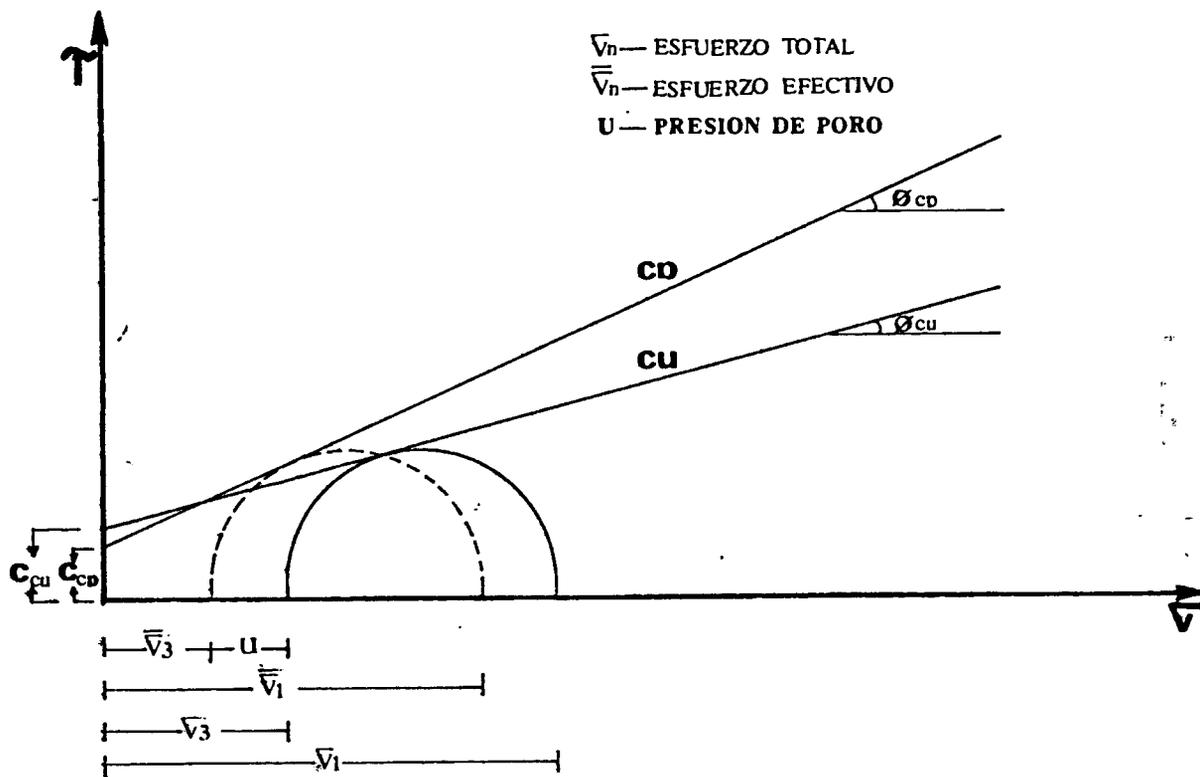


FIG. 2.5 ENVOLVENTES DE FALLA EN PRUEBAS TRIAXIALES

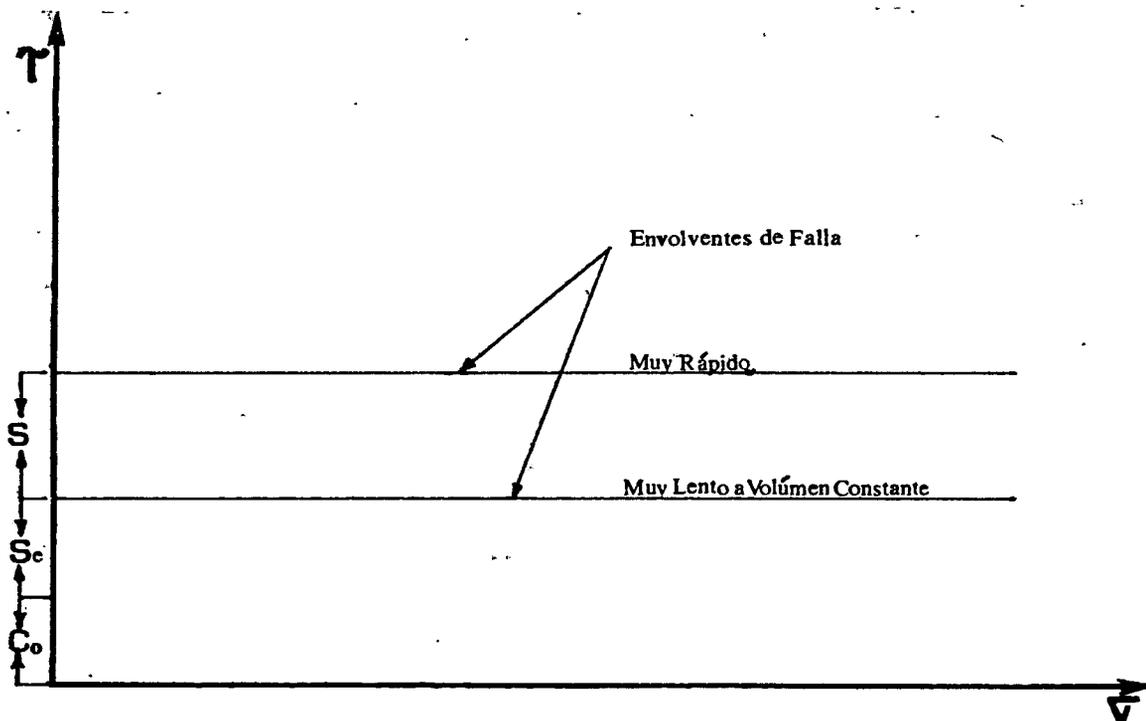


FIG. 2.6 EFECTO DE LA VELOCIDAD DE DEFORMACION EN LA RESISTENCIA DE ENSAYES NO DRENADOS DE SUELOS SATURADOS

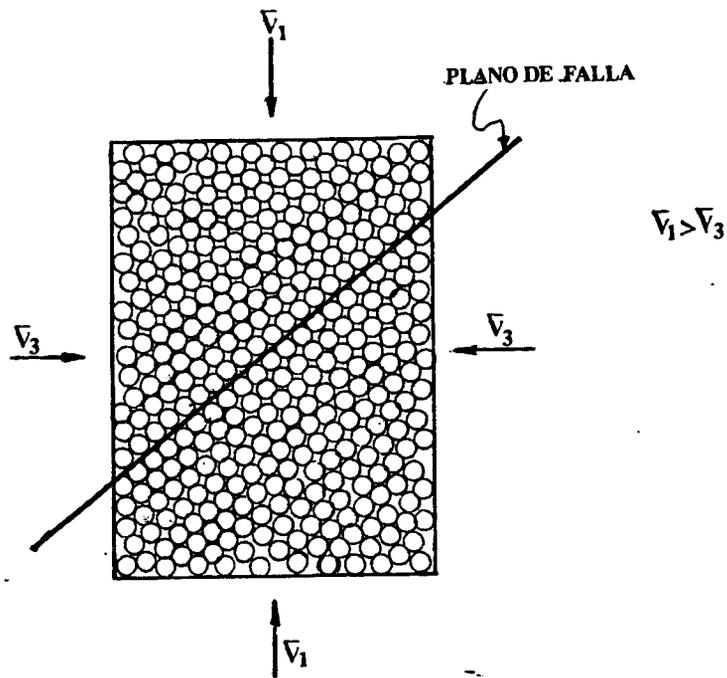


FIG. 2.7 MOVILIZACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

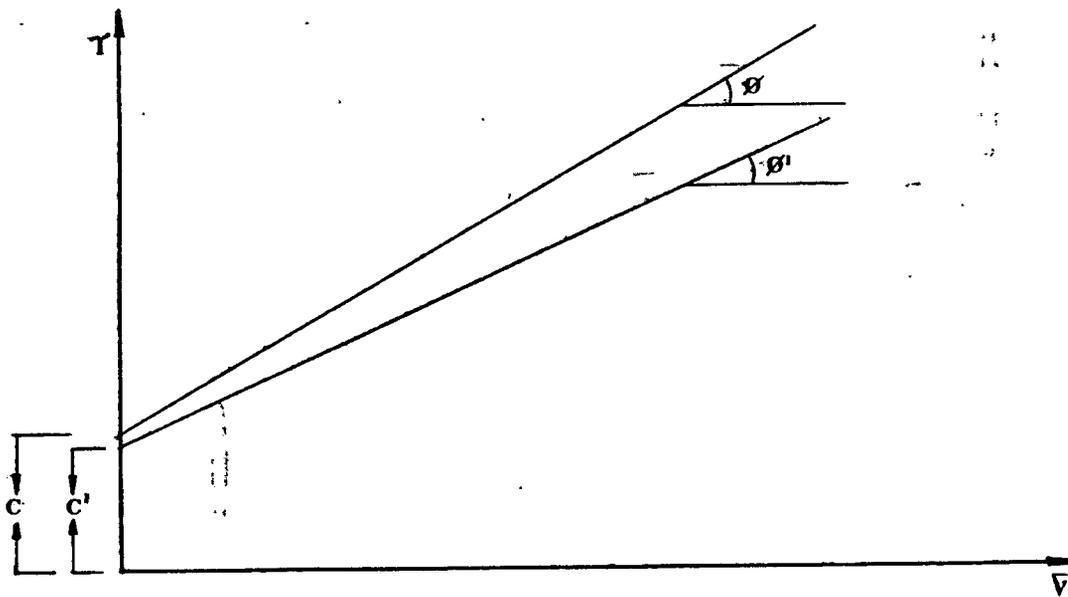


FIG. 2.8 EFECTO DEL NIVEL DE ESFUERZO DESVIADOR EN LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

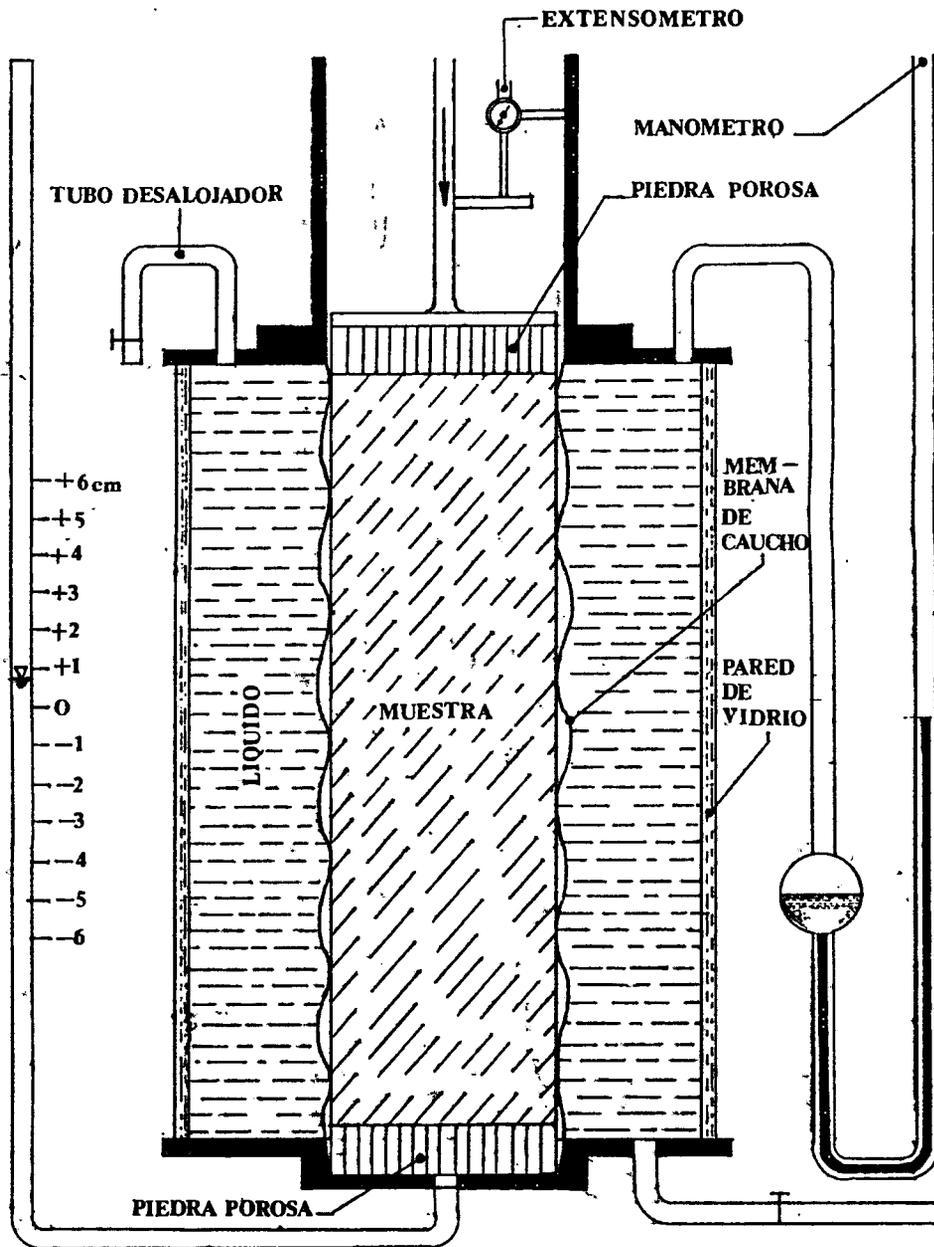


FIG. 2.9 CAMARA HOLANDESA
BEER (1950)

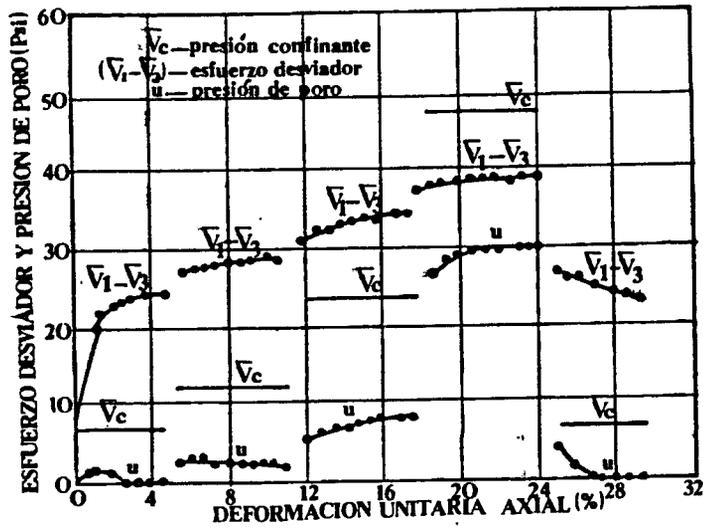


FIG. 2.10 GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA AXIAL METODO MULTITRIAXIAL, TAYLOR (1950)

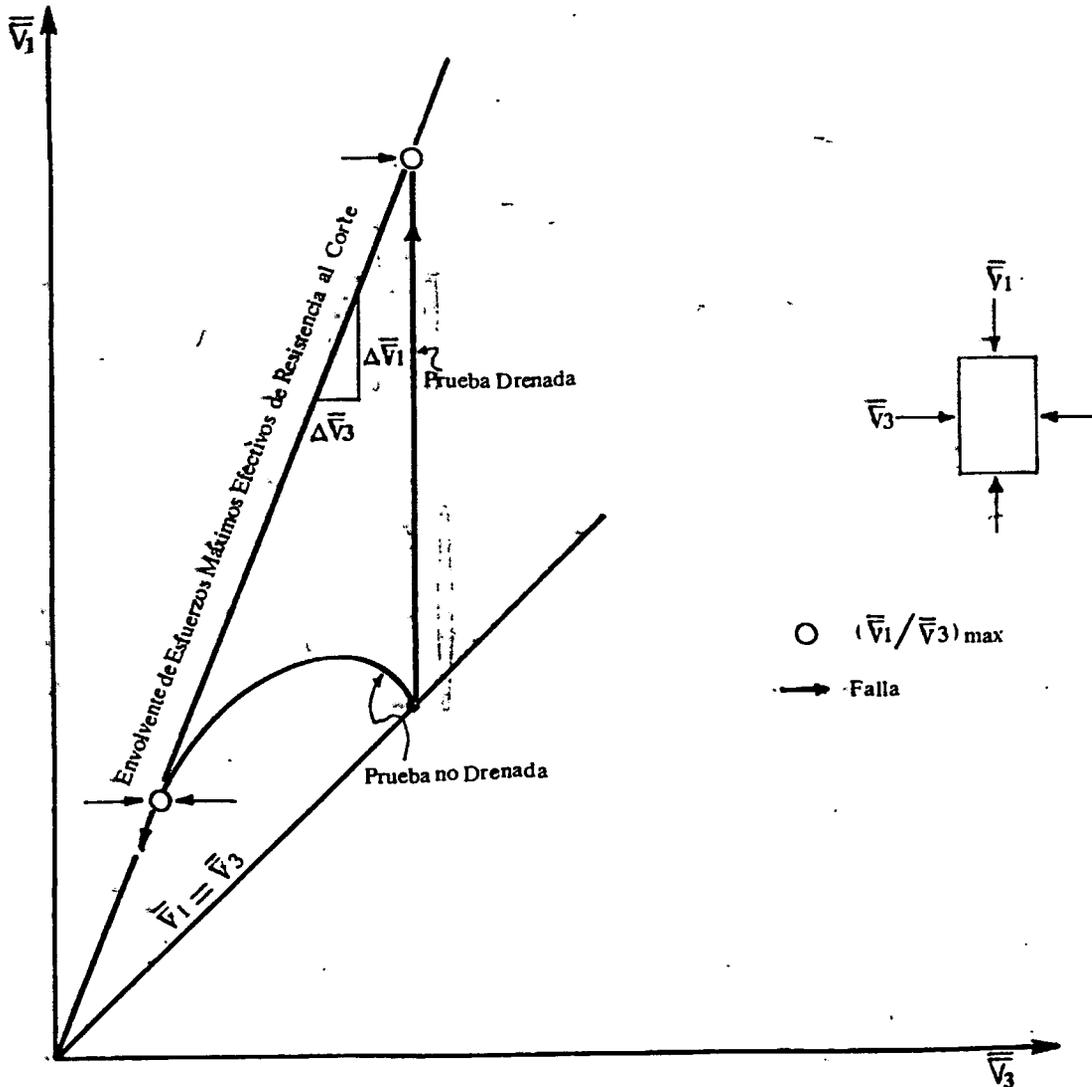


FIG. 2.11 CRITERIO DE FALLA UTILIZADO POR KENNEY Y WATSON (1961)

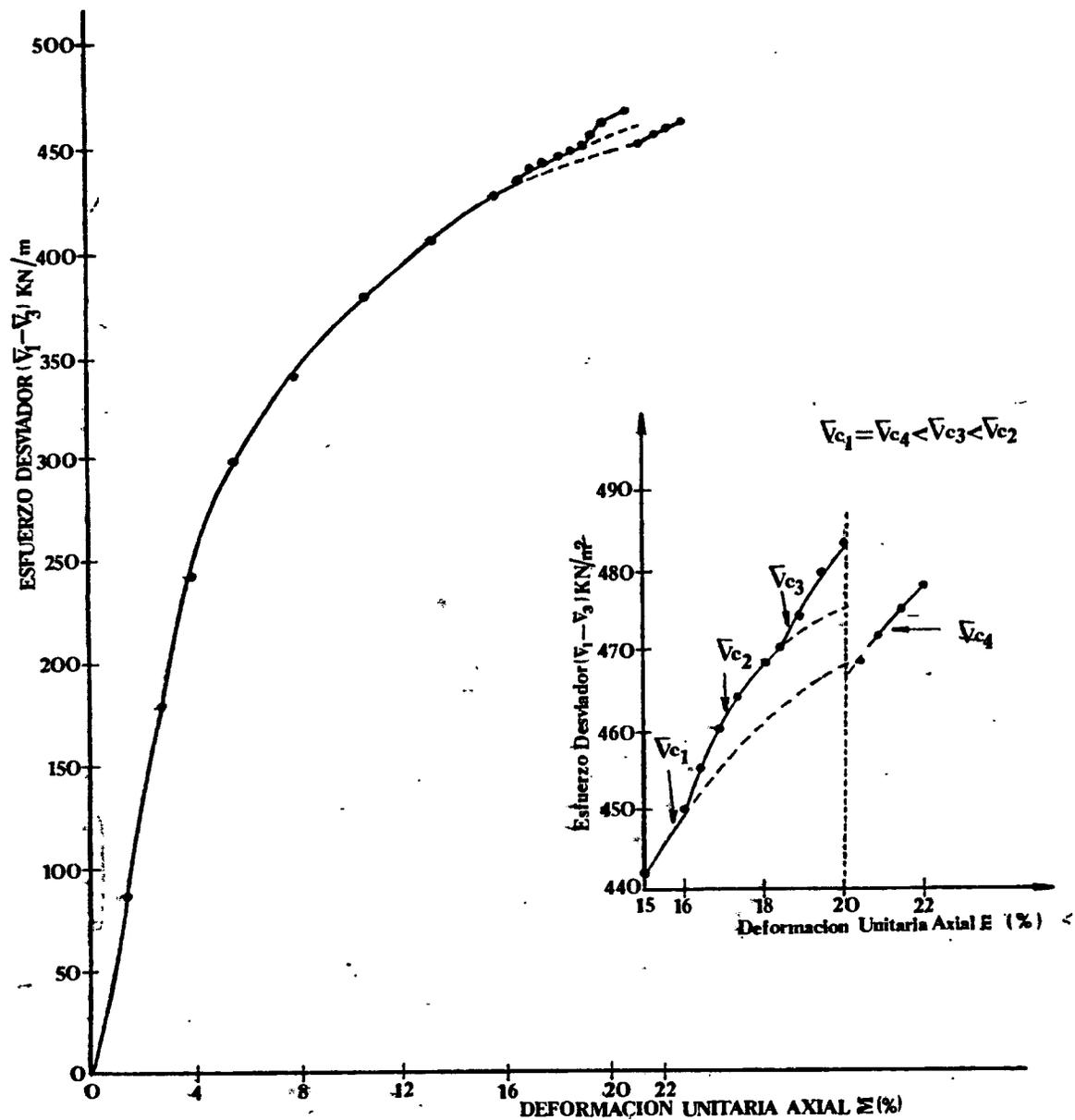


FIG. 2.12. GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA AXIAL METODO MULTITRIAXIAL, ANDERSON (1974)

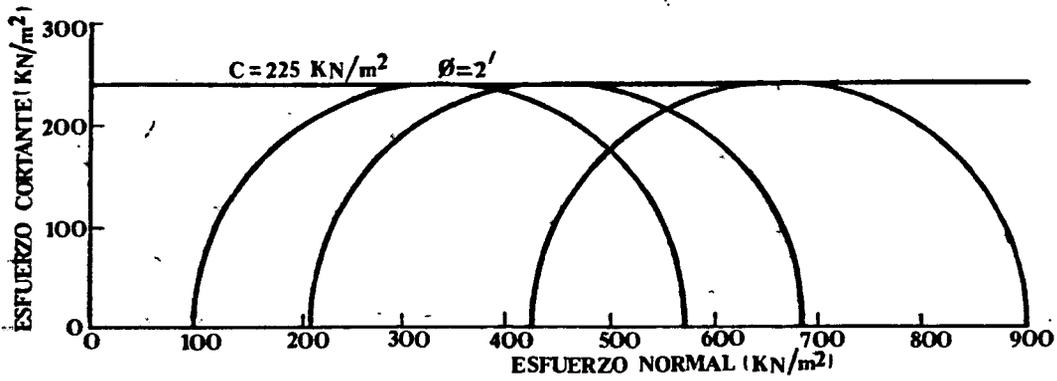


FIG. 2.13 ENVOLVENTE DE MOHR - COULOMB
METODO MULTIAIXIAL, ANDERSON (1974)

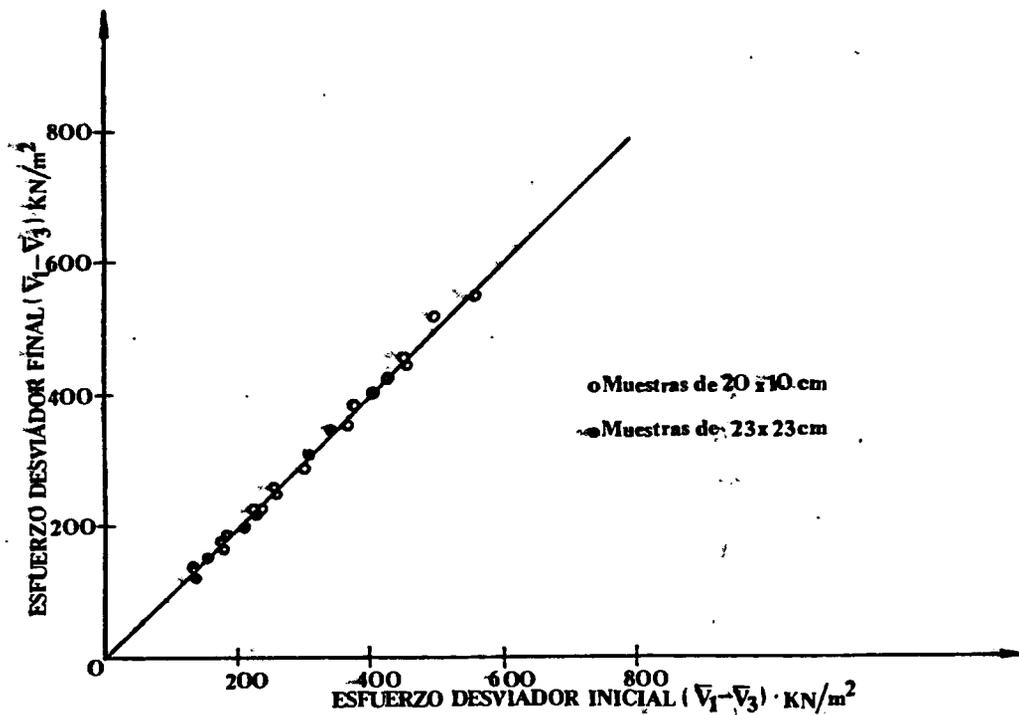
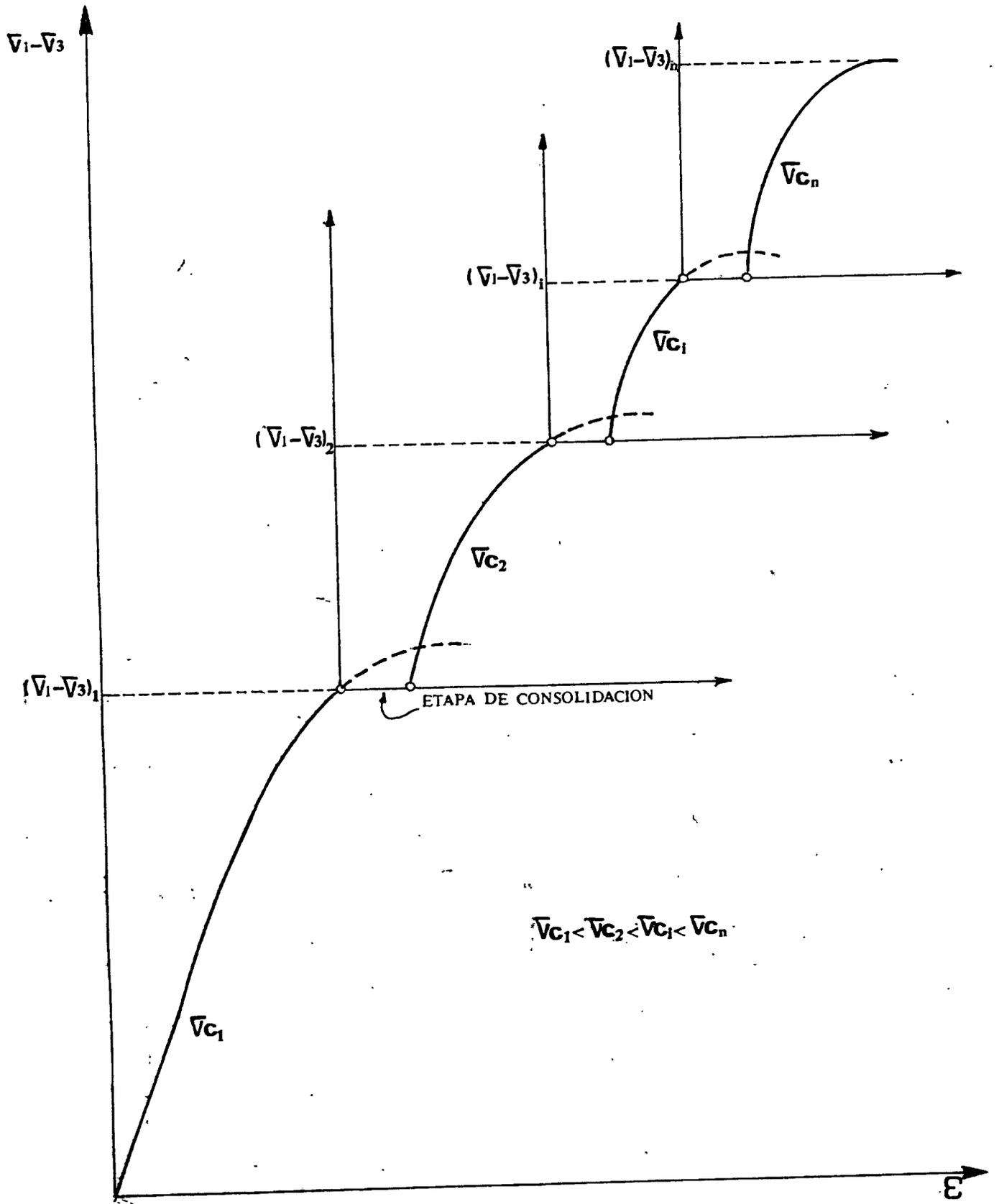


FIG. 2.14 GRAFICA DE ESFUERZO DESVIADOR FINAL EN 20% DE DEFORMACION
AXIAL - ESFUERZO DESVIADOR INICIAL EN 20% DE DEFORMACION
AXIAL, ANDERSON (1974)



$$\bar{\nu}_{c1} < \bar{\nu}_{c2} < \bar{\nu}_{c1} < \bar{\nu}_{c_n}$$

FIG. 2.15 GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA AXIAL METODO MULTITRIAXIAL, REY (1982)

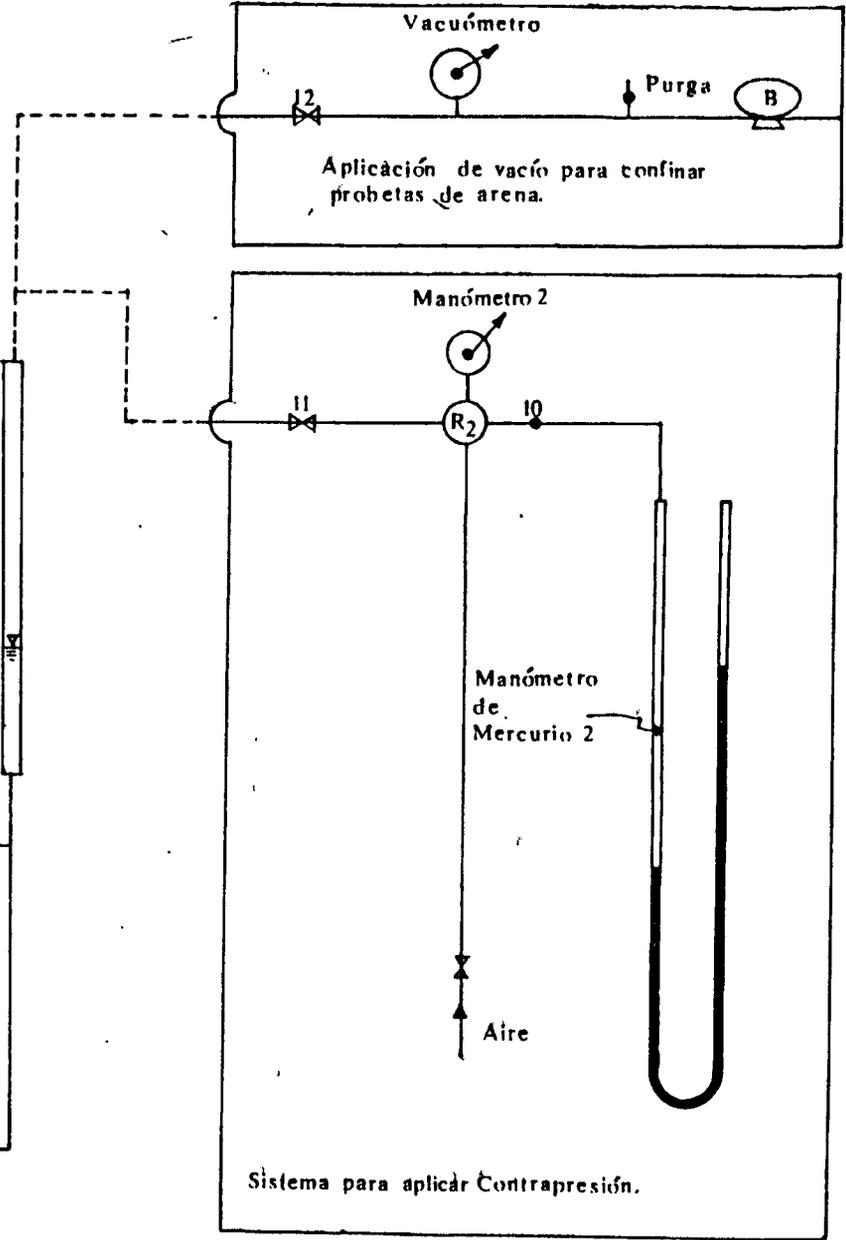
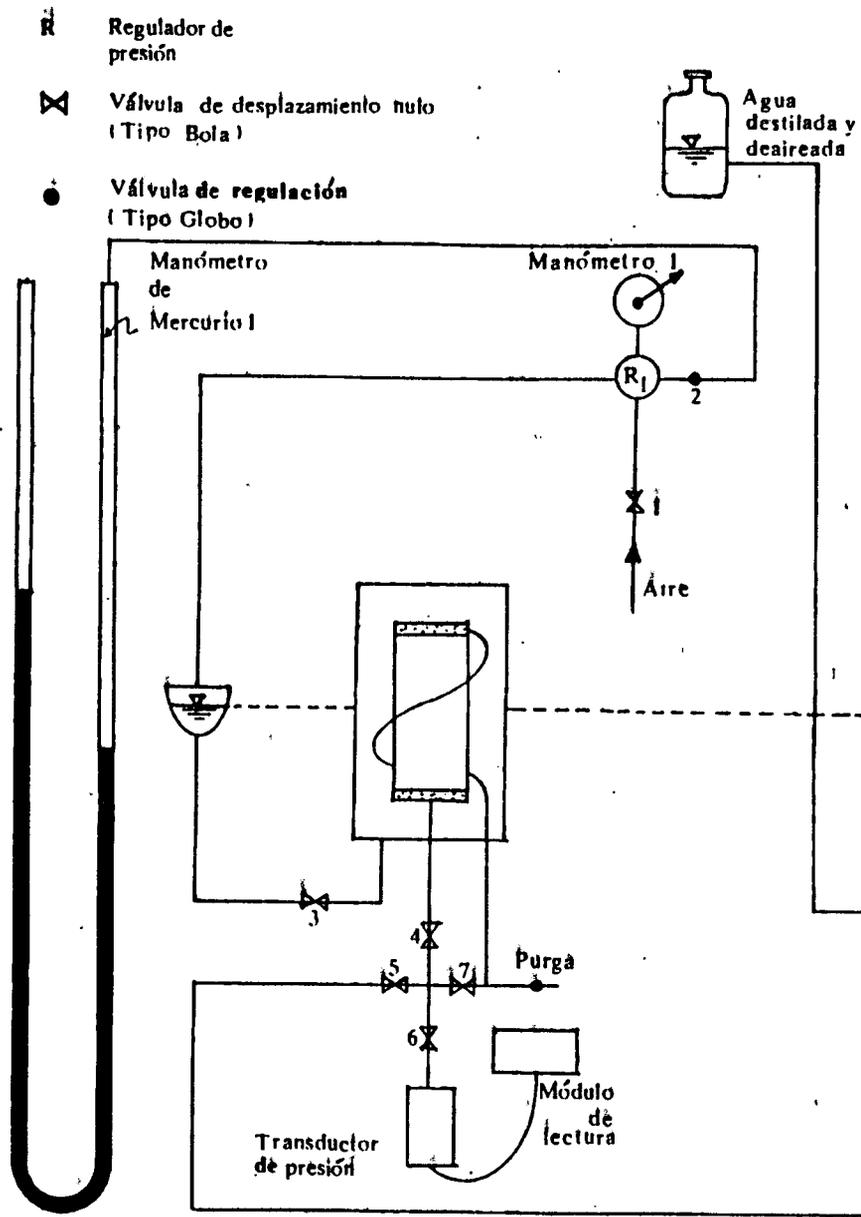


FIG. 4.1 DIAGRAMA DE EQUIPO

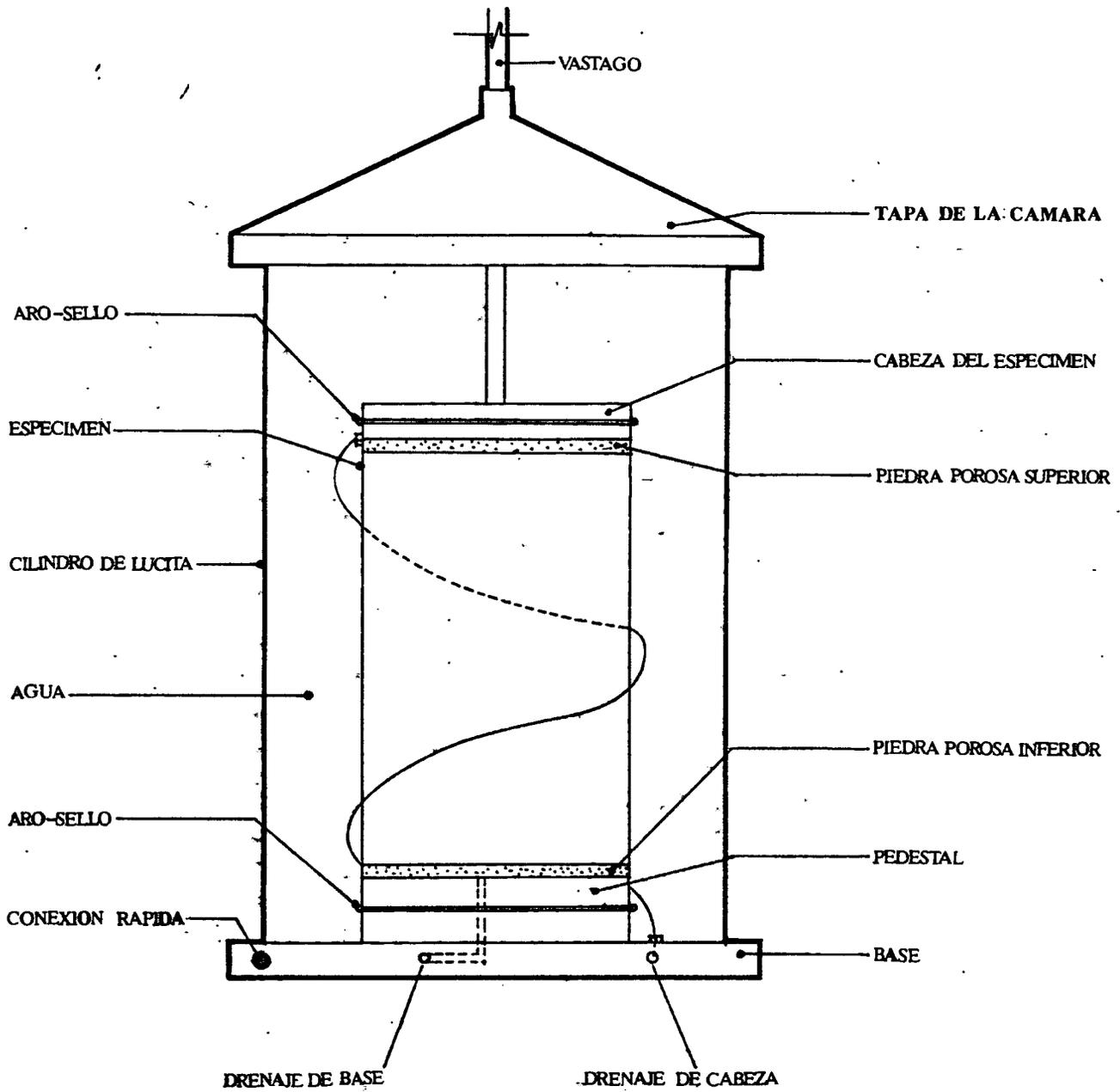


FIG.4.2 CAMARA TRIAXIAL

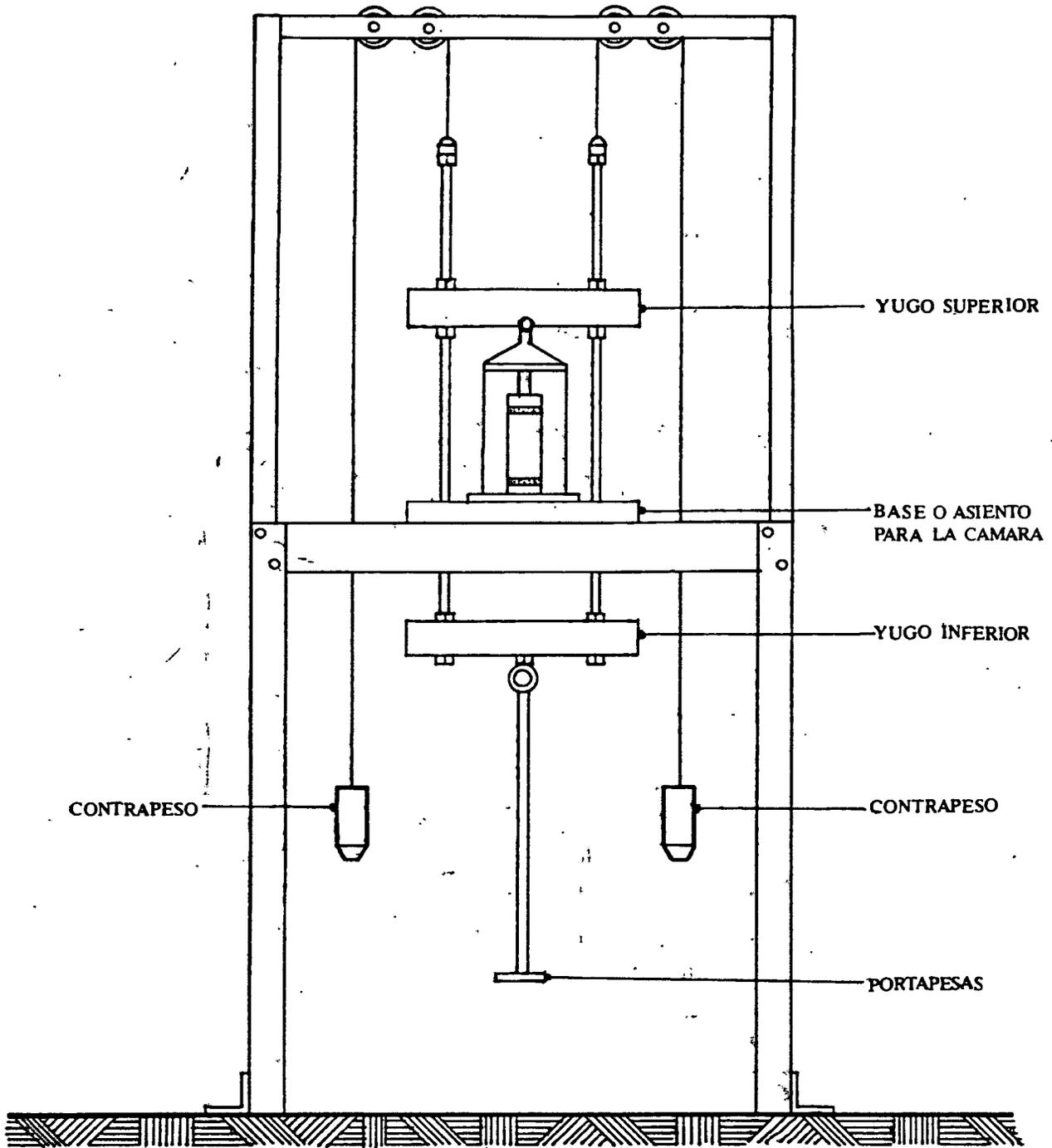


FIG. 4.3 MARCO DE CARGA

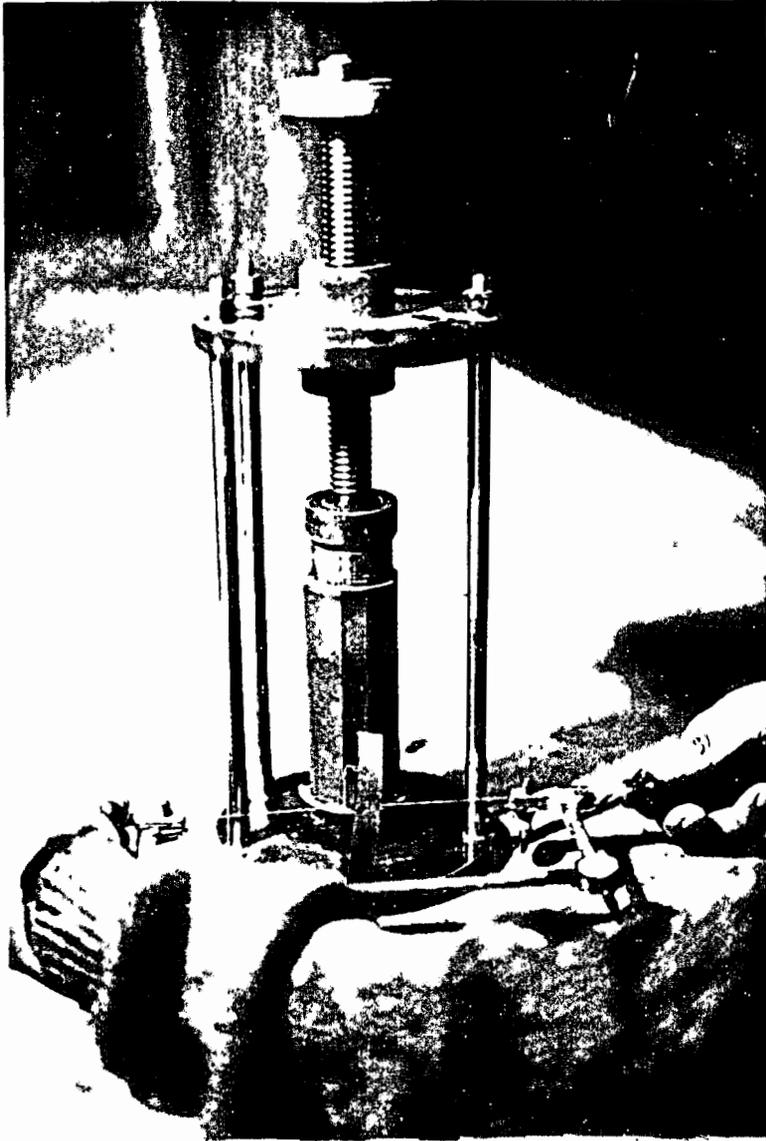


FIG. 5.1. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
LABRADO DE LA MUESTRA EN EL
TORNO



FIG. 5.2. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
CUBRIENDO LA MUESTRA CON LA
MEMBRANA



FIG. 5.3. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
SELLANDO LA MEMBRANA SOBRE
EL PEDESTAL

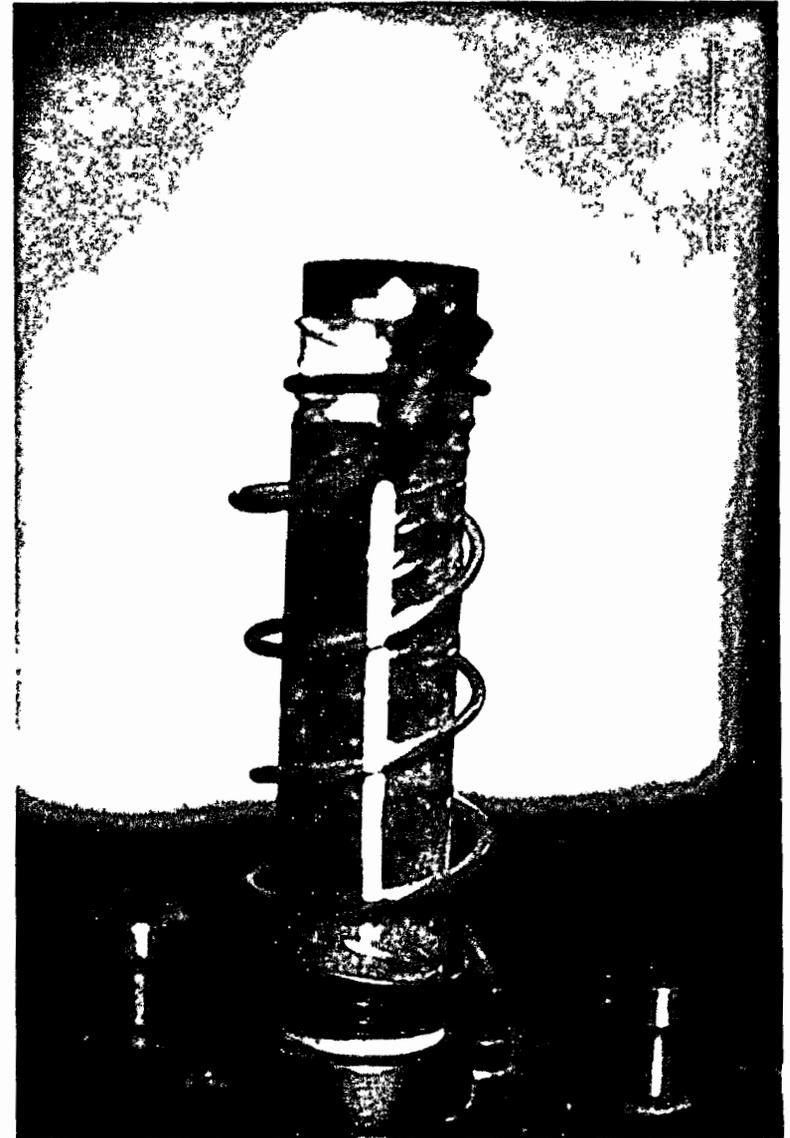


FIG. 5.4. ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
MUESTRA MONTADA SOBRE LA
BASE



FIG. 5.5. ARENA DE JALTIPAN
FORMACION DE LA MUESTRA

7

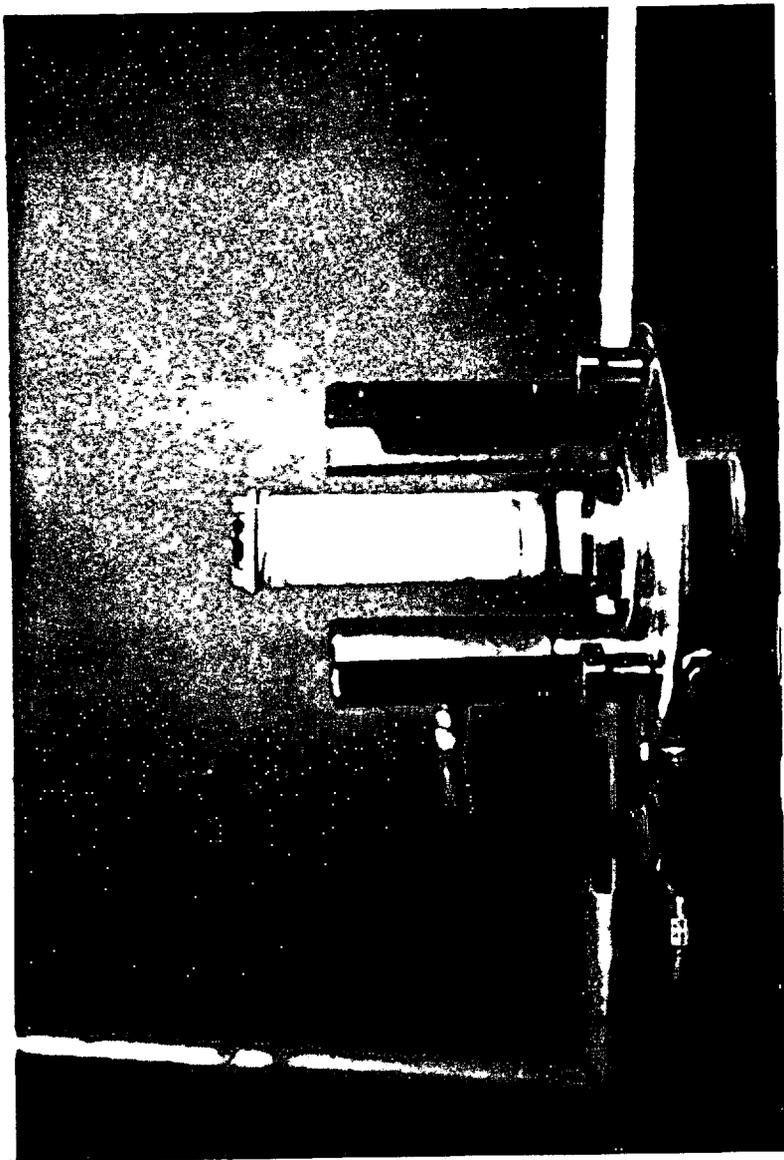


FIG. 5.6. ARENA DE JALTIPAN
MUESTRA FORMADA



FIG. 5.7. ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO
FORMACION DE LA MUESTRA



FIG. 5.8. ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO
MUESTRA FORMADA

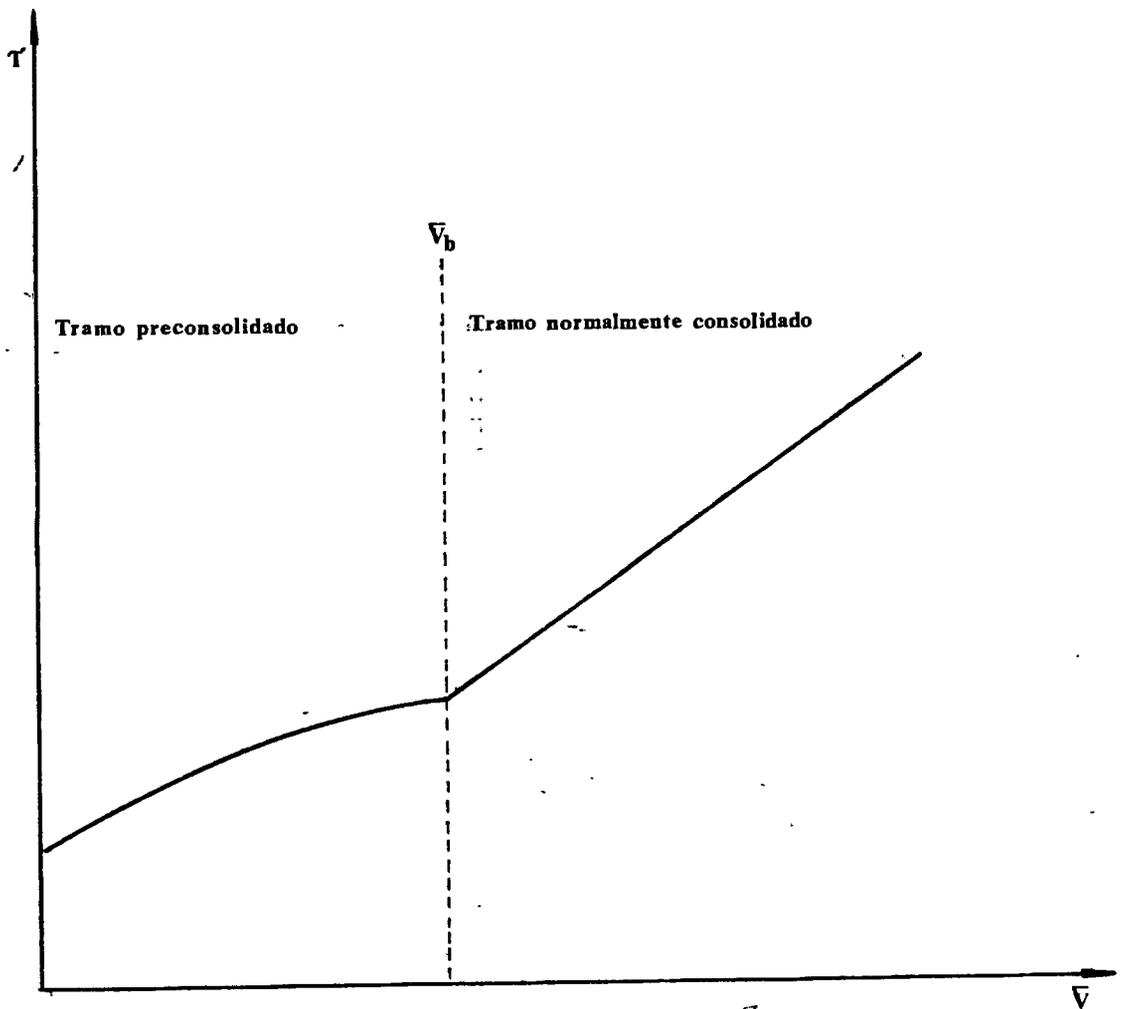


FIG. 5.9 ESFUERZO DE CEDENCIA

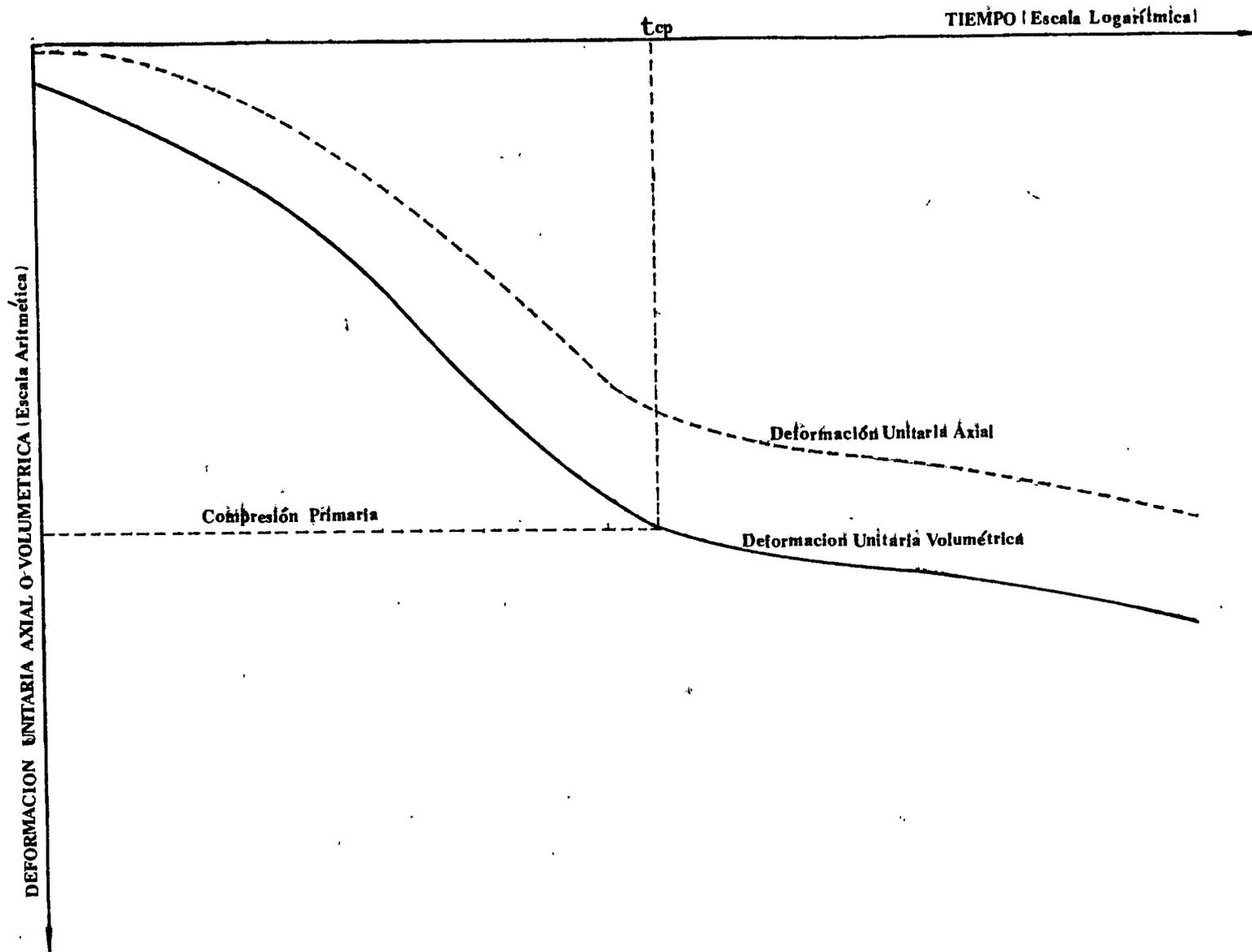


FIG. 5.10 GRÁFICAS TIEMPO - DEFORMACION UNITARIA VOLUMETRICA Y TIEMPO - DEFORMACION UNITARIA AXIAL

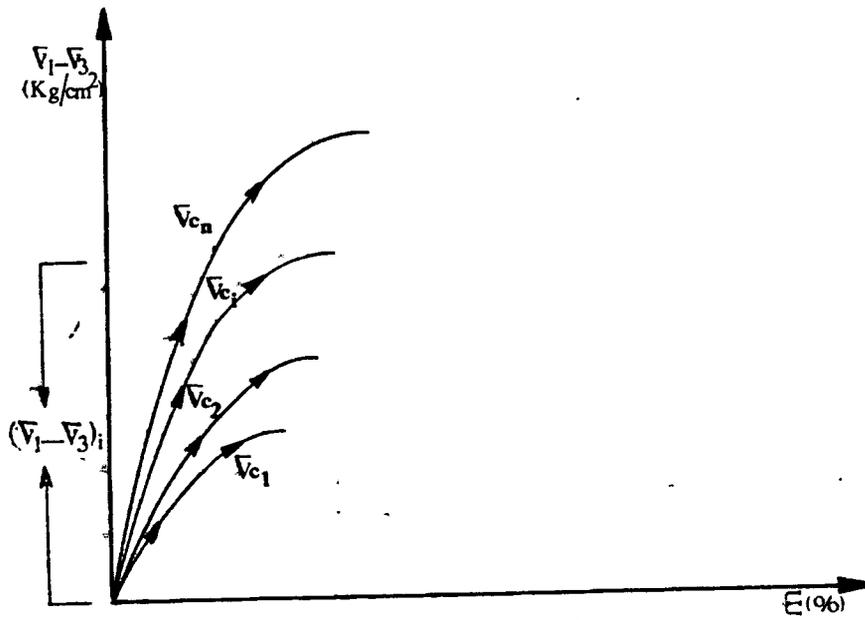


FIG. 5.11 GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA AXIAL (METODO CONVENCIONAL)

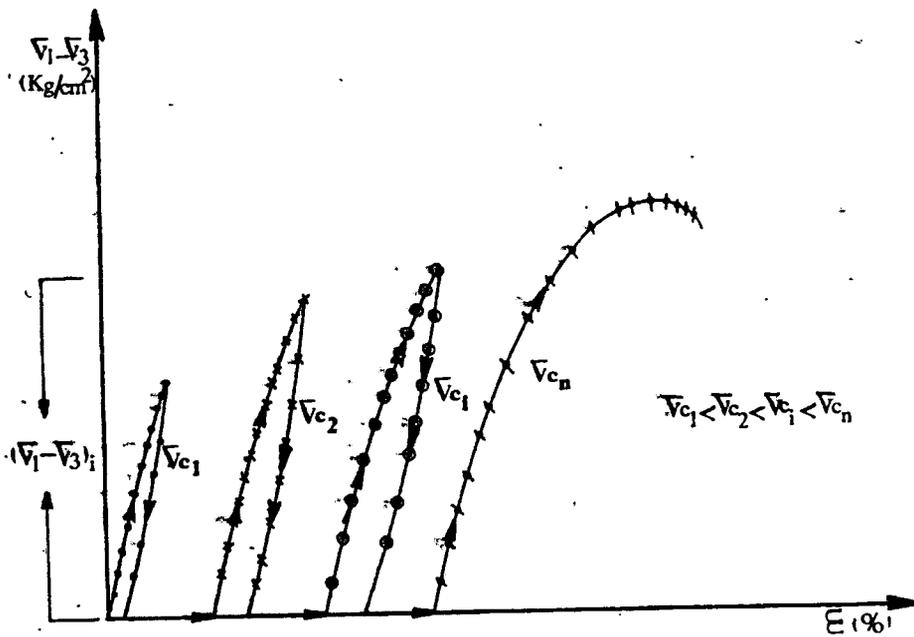


FIG. 5.12 GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA AXIAL (METODO MULTITRIAXIAL)

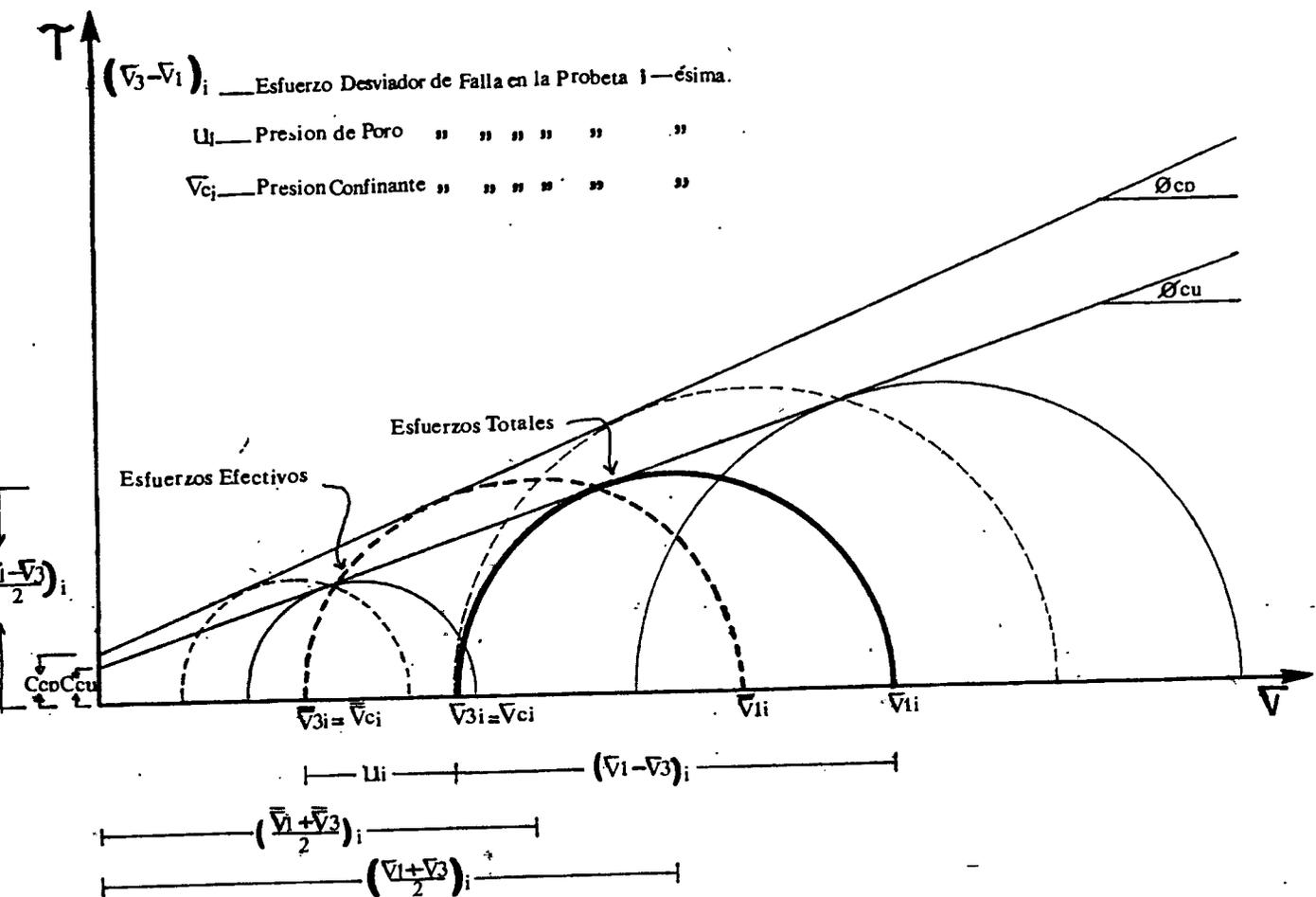


FIG. 6.1 DIAGRAMA MUHR - COULOMB

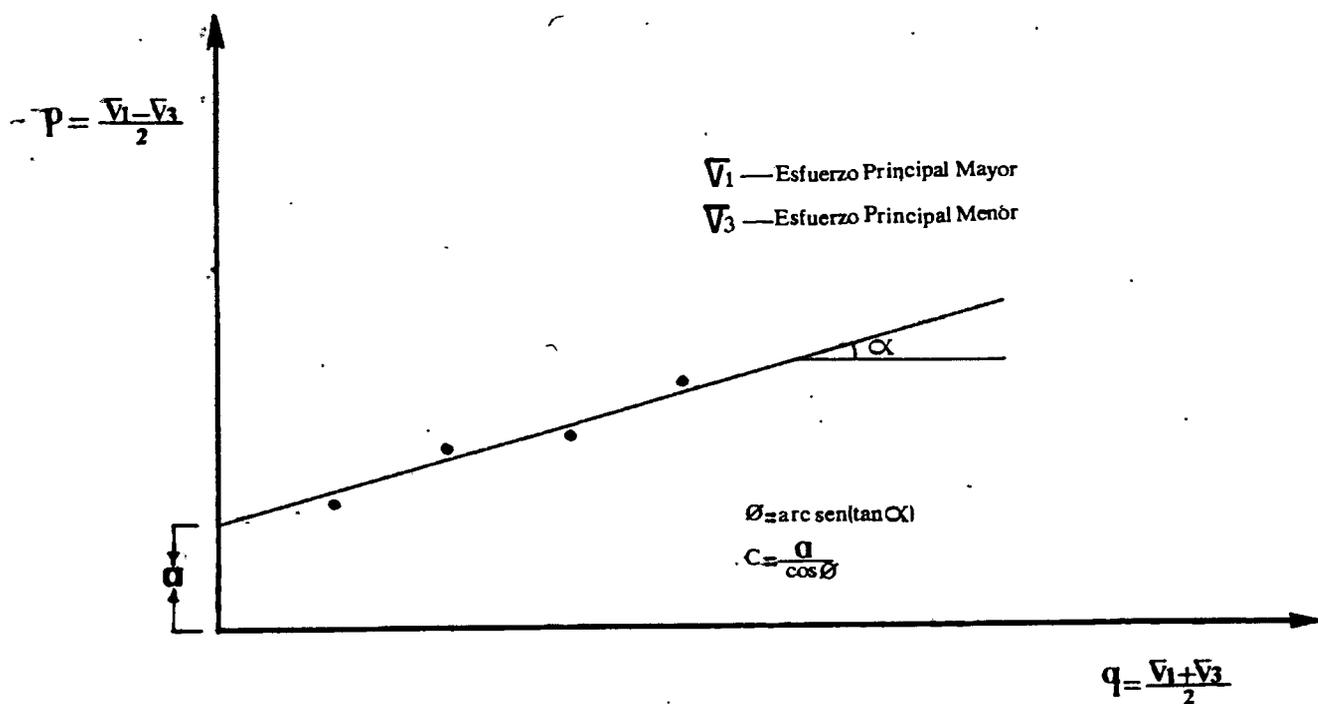
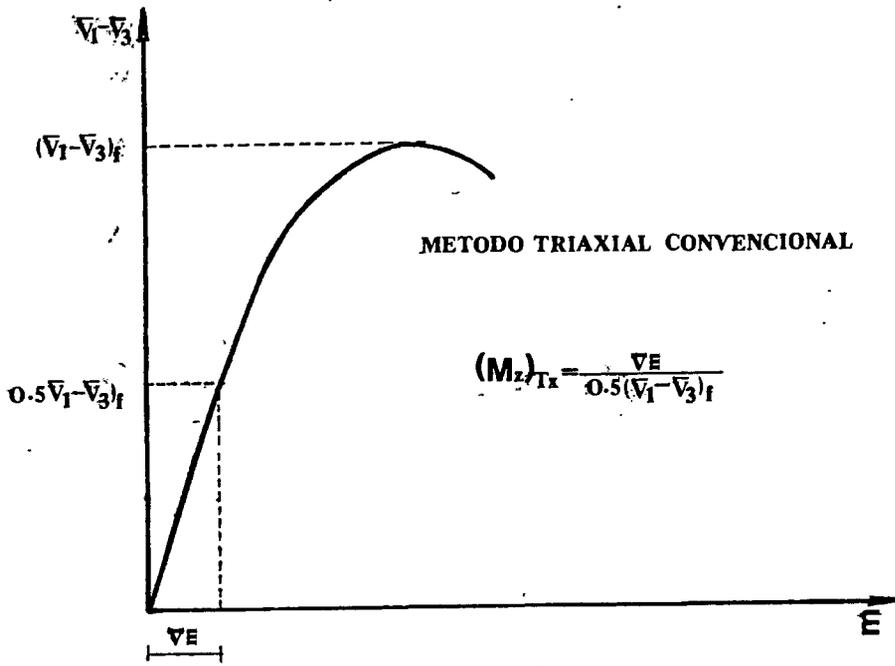
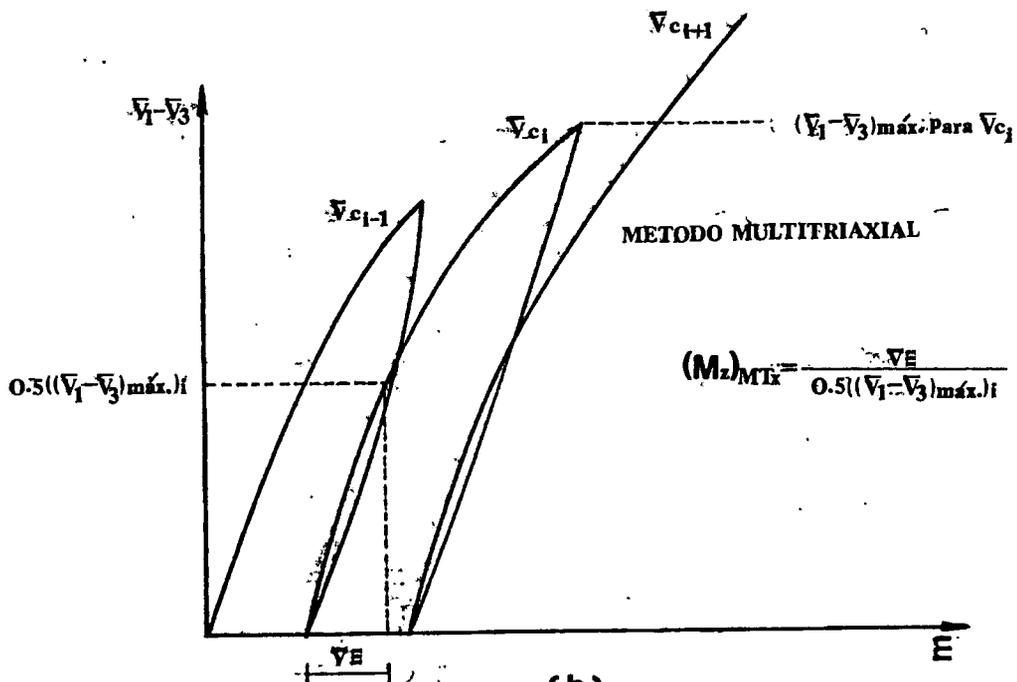


FIG. 6.2 GRAFICA P - q

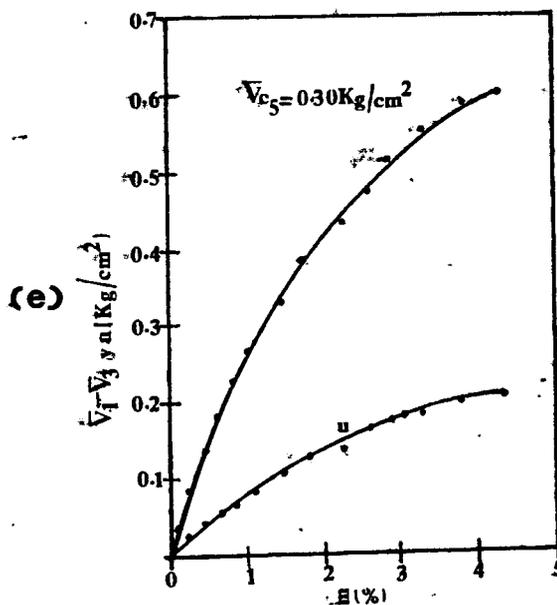
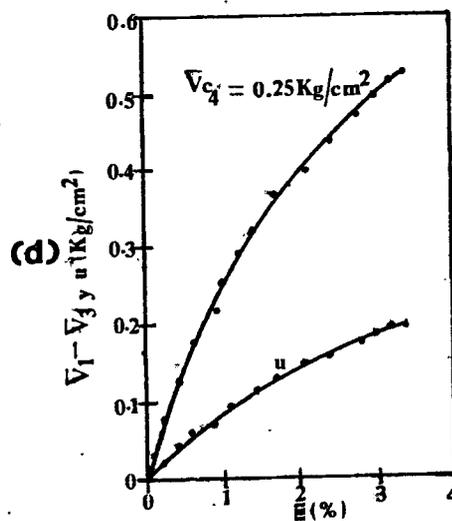
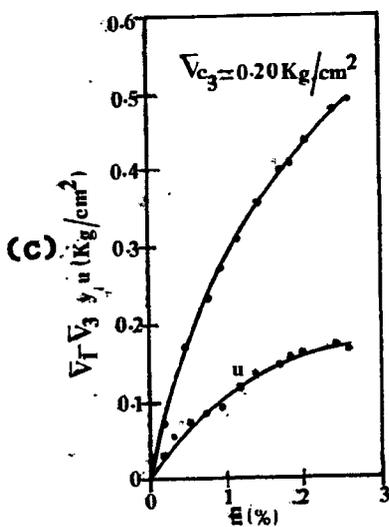
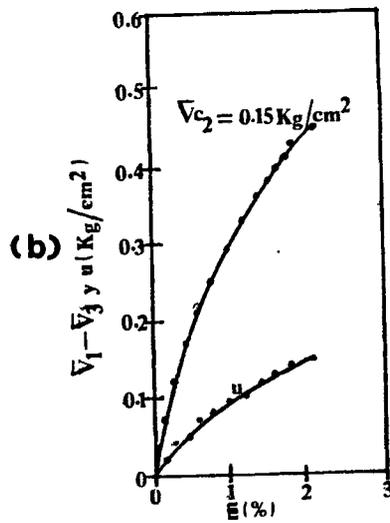
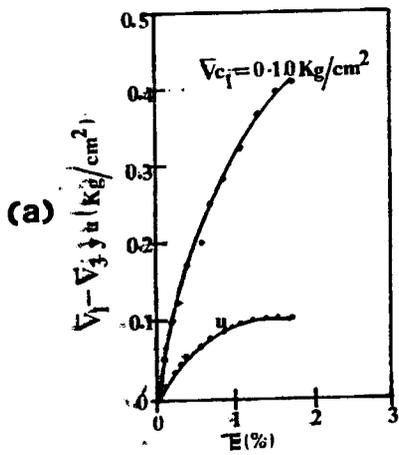


(a)



(b)

FIG. 6.3 DETERMINACION DEL MODULO DE DEFORMACION VERTICAL



\bar{V}_c - Esfuerzo confinante
 $\bar{V}_1 - \bar{V}_3$ - Esfuerzo desviador
 u - Presión de poro
 E - Deformación unitaria axial

FIG. 6.4 ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
 METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL
 GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR Y PRESION DE PORO - DEFORMACION
 UNITARIA AXIAL

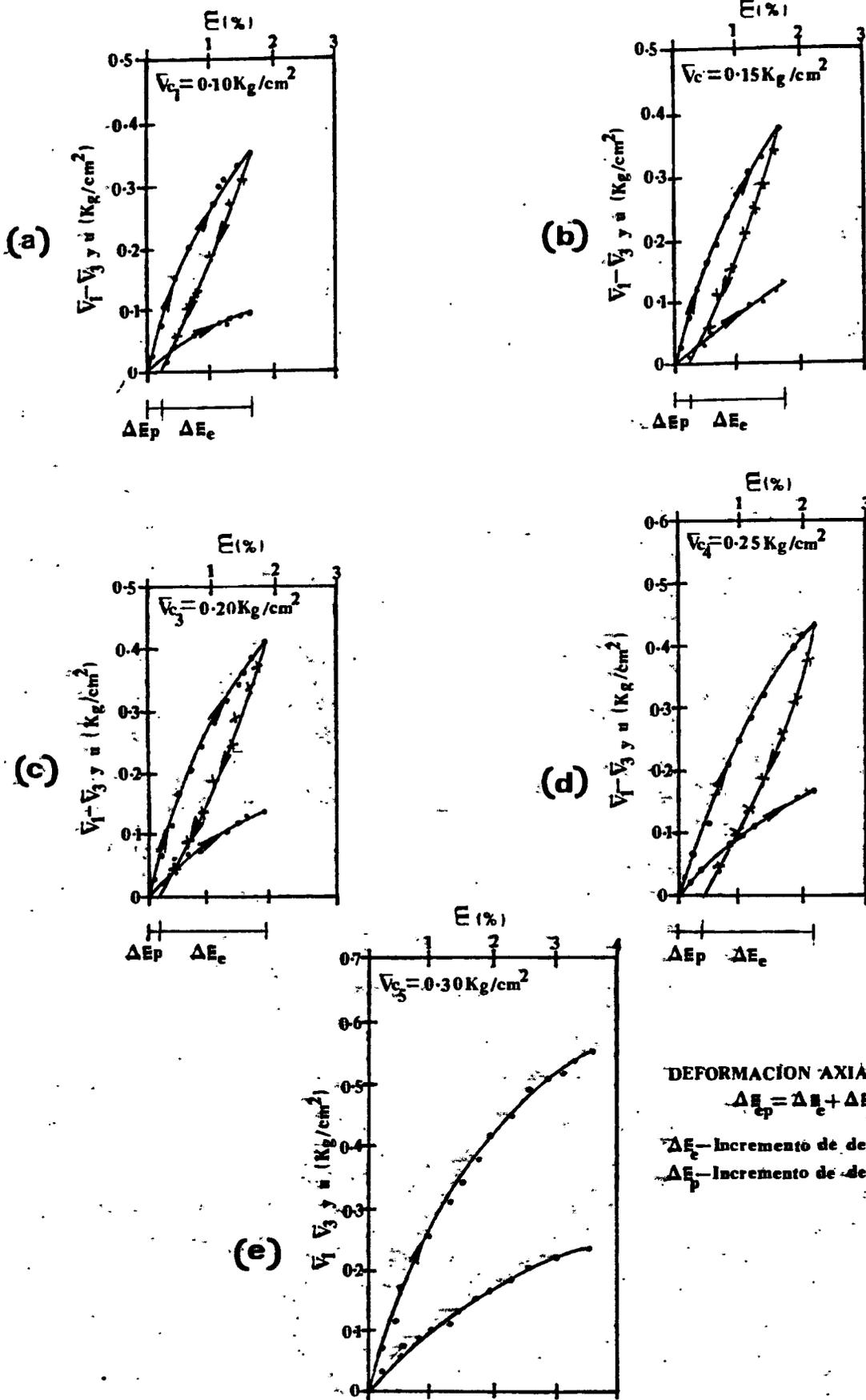


FIG. 6.5 ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
 METODO MULTITRIAXIAL (MT_x - C1)
 GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR Y PRESION DE PORO - DEFORMACION
 UNITARIA AXIAL

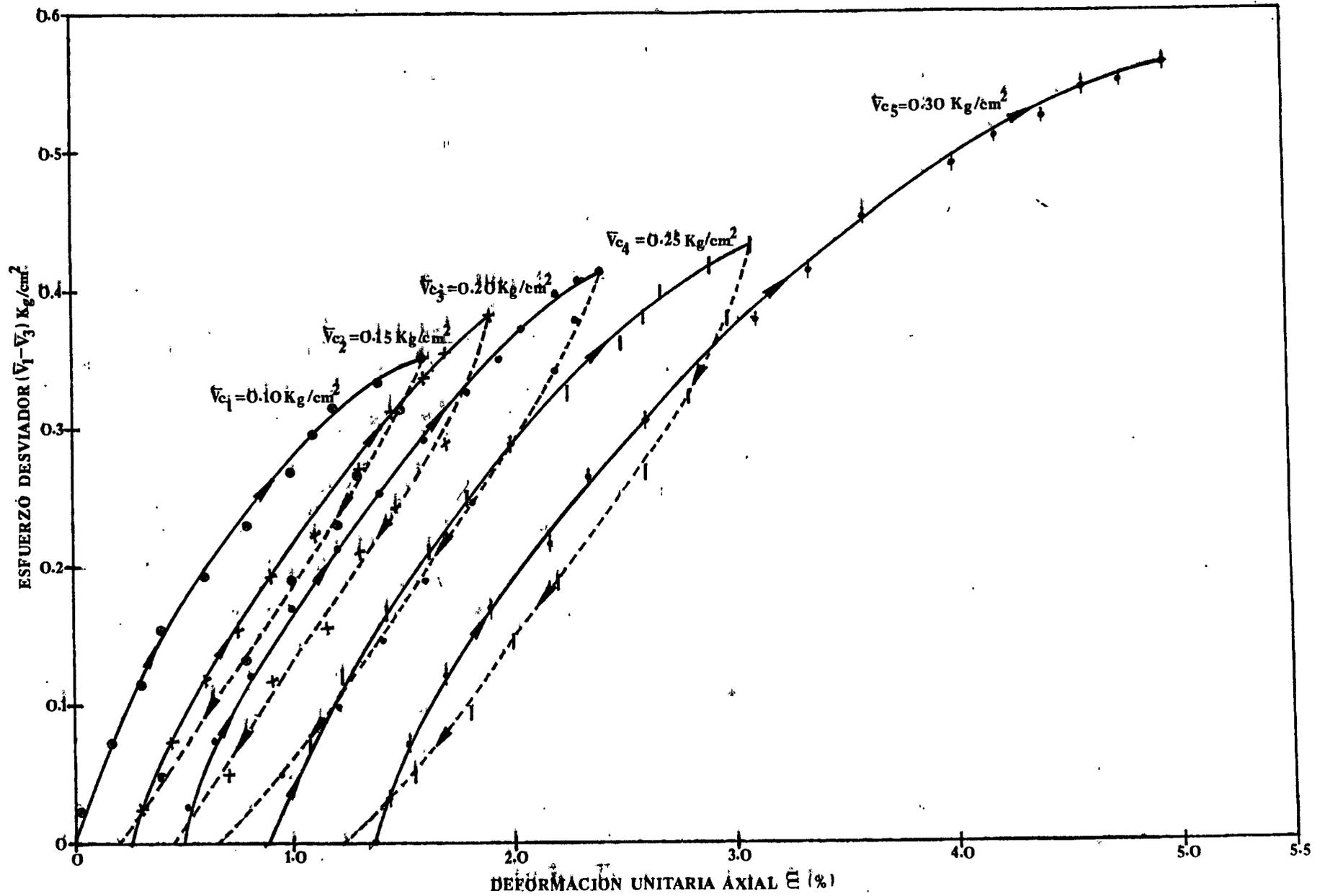


FIG. 6.6 ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
 METODO MULTITRIAXIAL (MT_x - C1)
 GRÁFICA ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACIÓN UNITARIA AXIAL

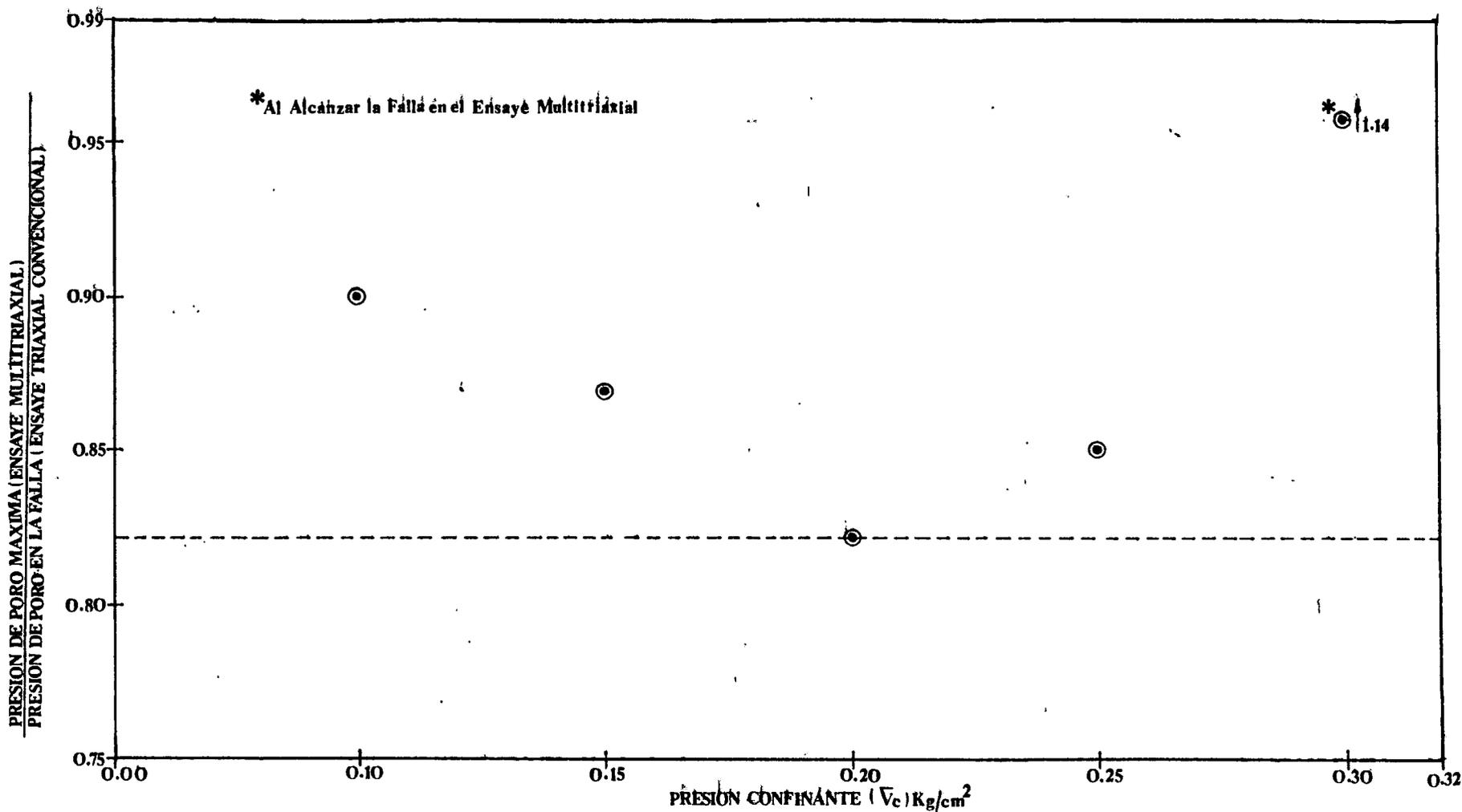


FIG. 6.7 ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
 METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y MULTITRIAXIAL
 GRAFICA PRESIONES NORMALIZADAS DE PORO - PRESION CONFINANTE

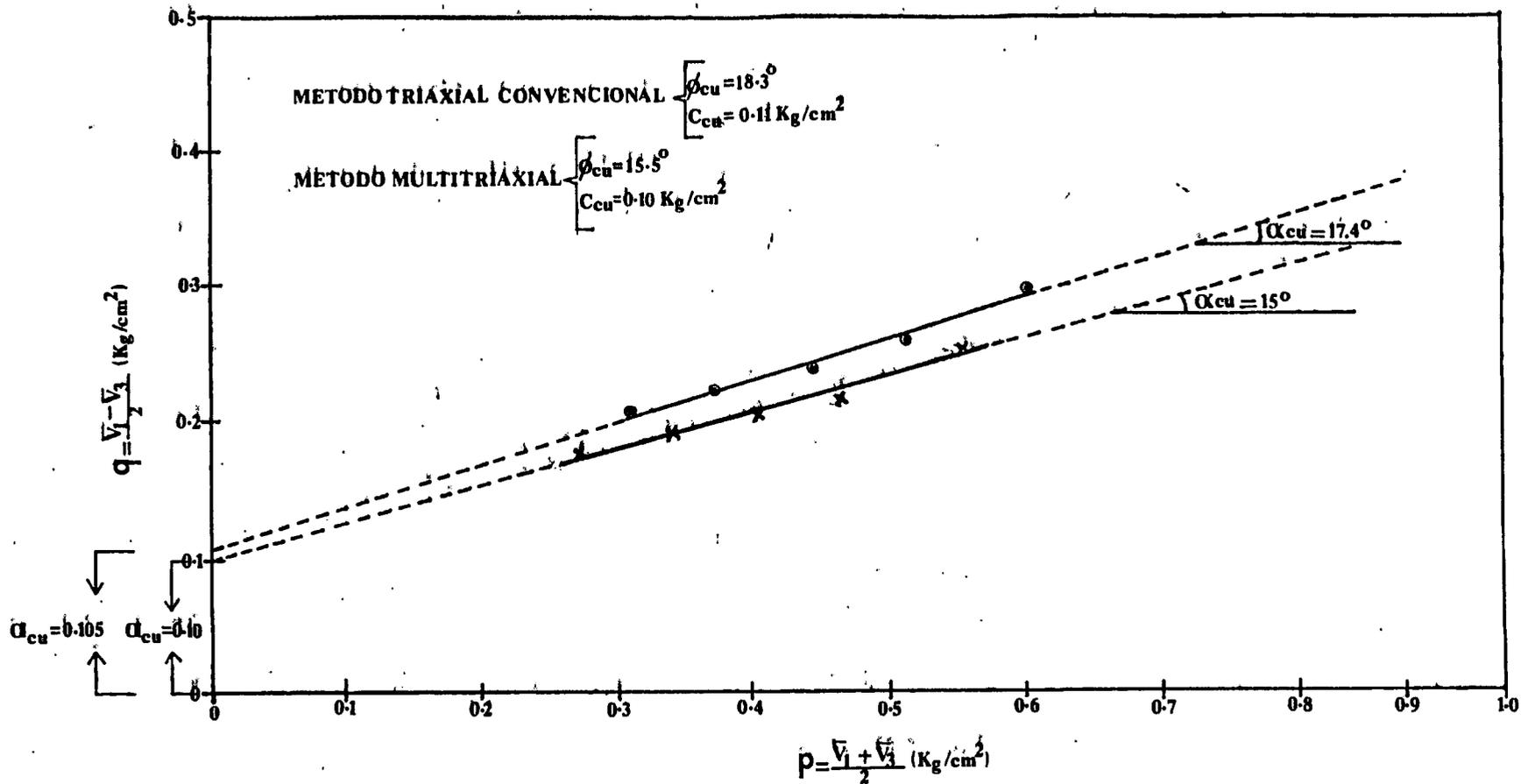


FIG 6.8 ARCILLA DEL IAGO DE TEXCOCO
 METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y MULTITRIAXIAL
 ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO
 GRAFICAS P - q DE ESFUERZOS TOTALES

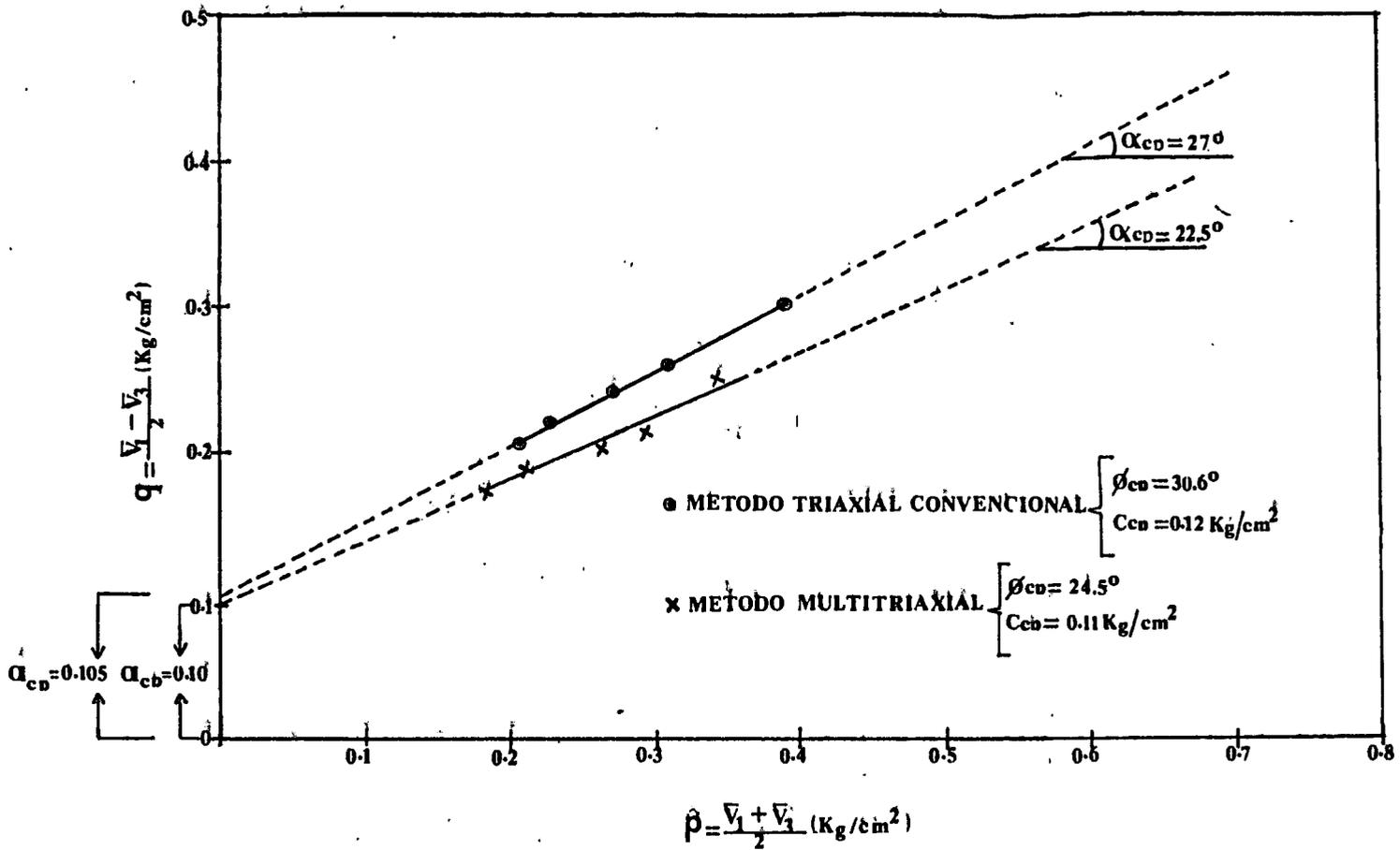


FIG. 6.9 ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
 METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y MULTITRIAXIAL
 ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO
 GRAFICAS $p - q$ DE ESFUERZOS EFECTIVOS

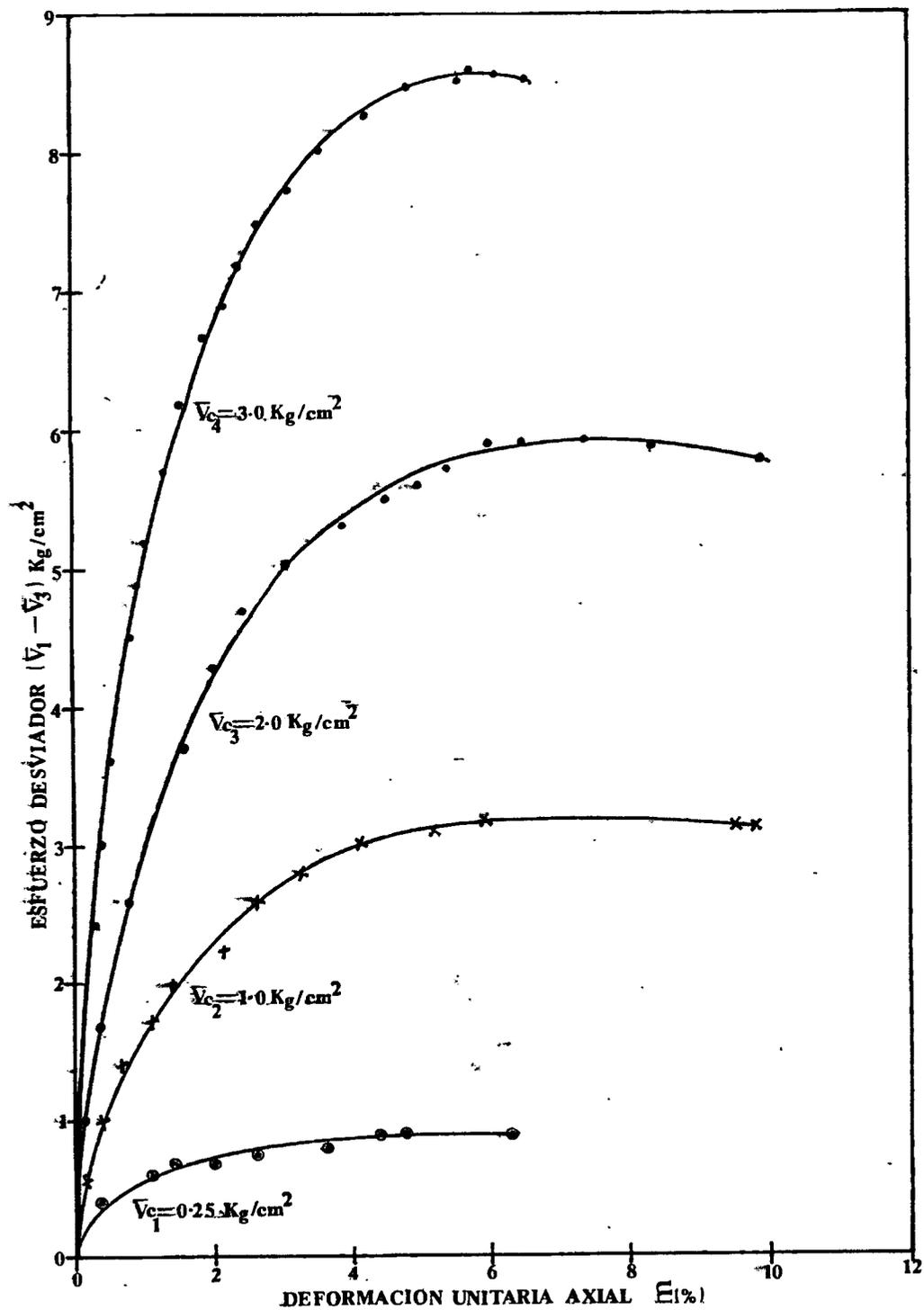


FIG.6.10 ARENA DE JALTIPAN
METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL
GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA
AXIAL

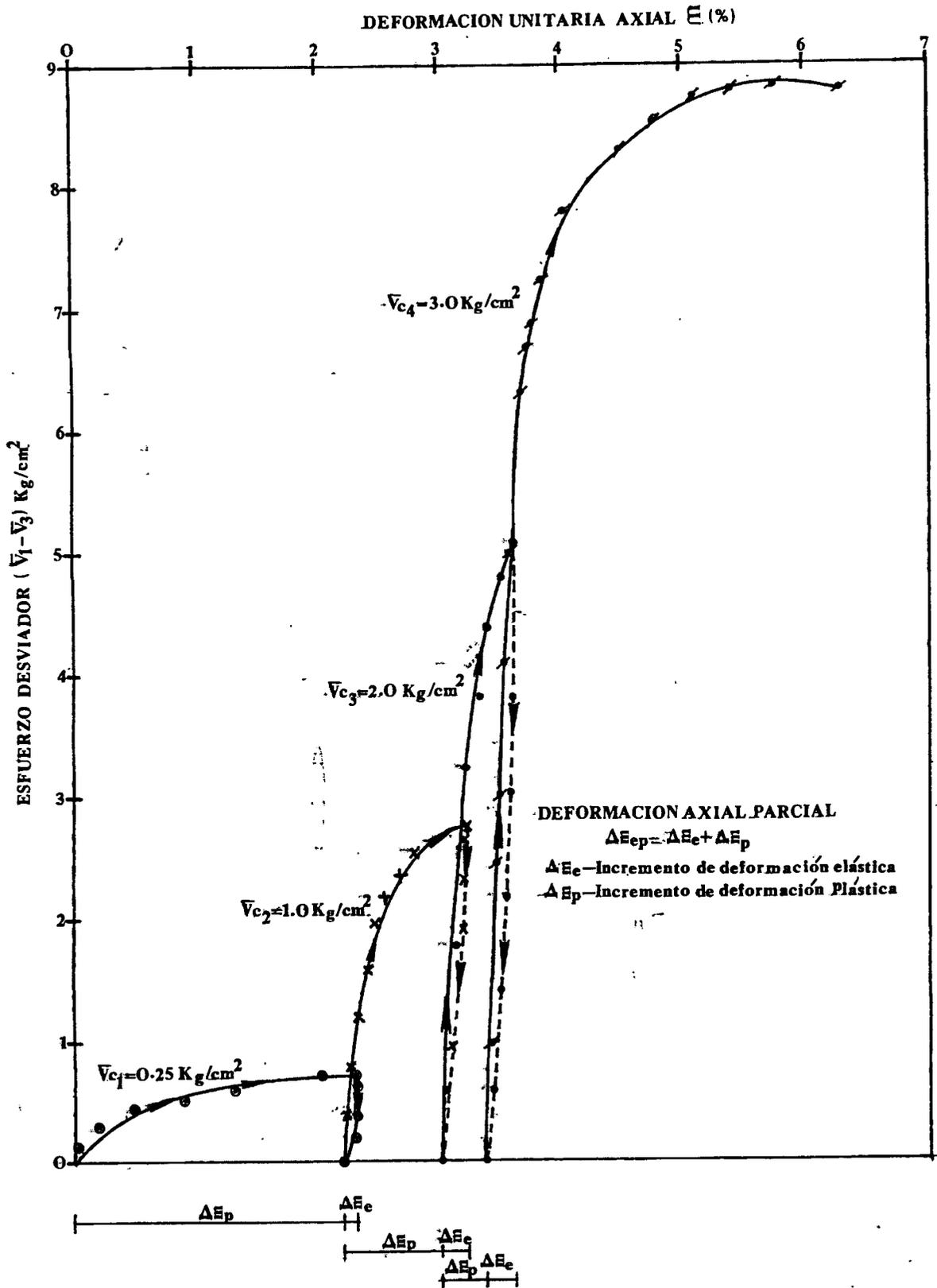


FIG. 6.11 ARENA DE JALTIPAN
 *METODO MULTITRIAXIAL (MT_x - S1)
 -GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA AXIAL

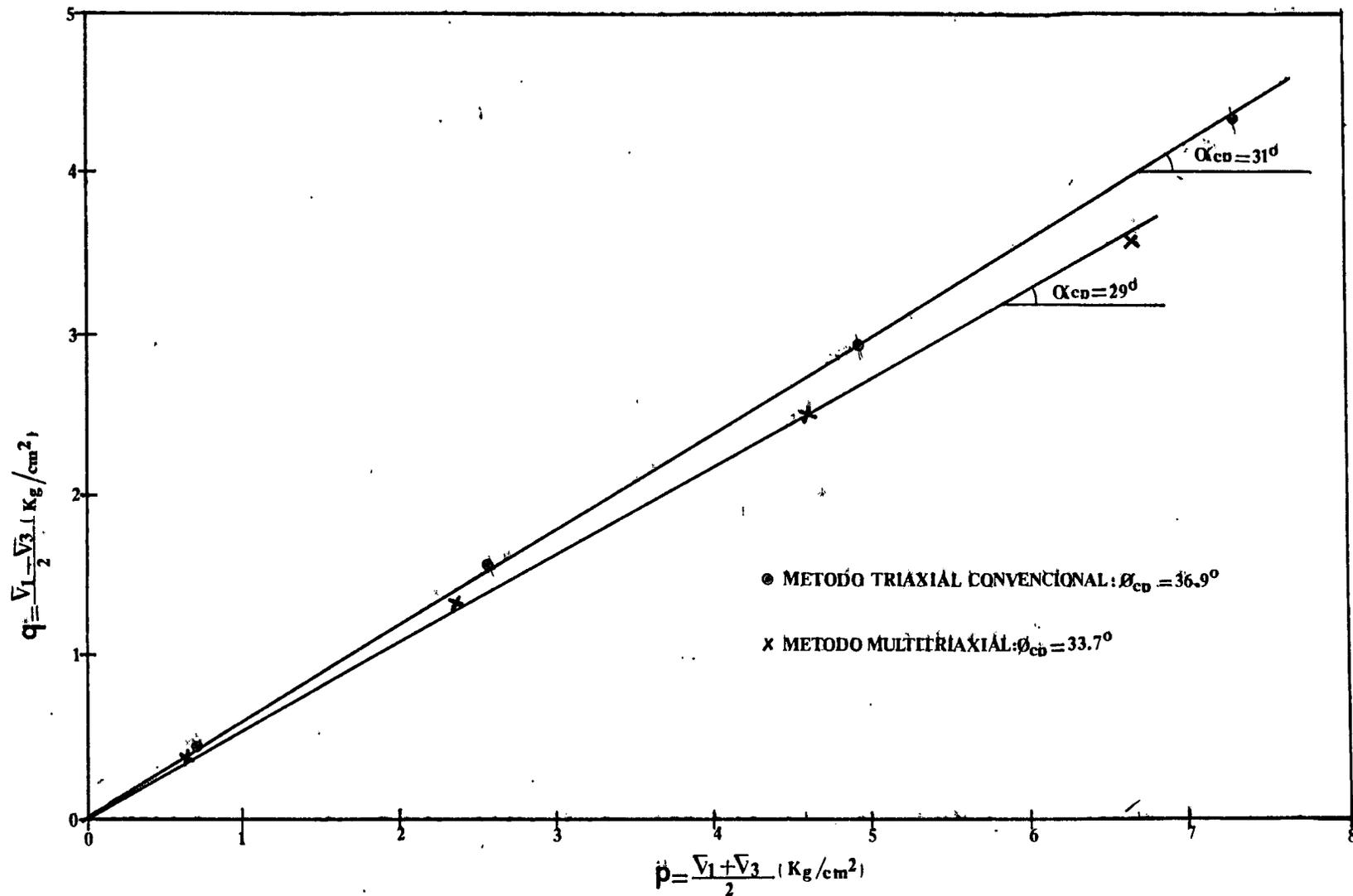
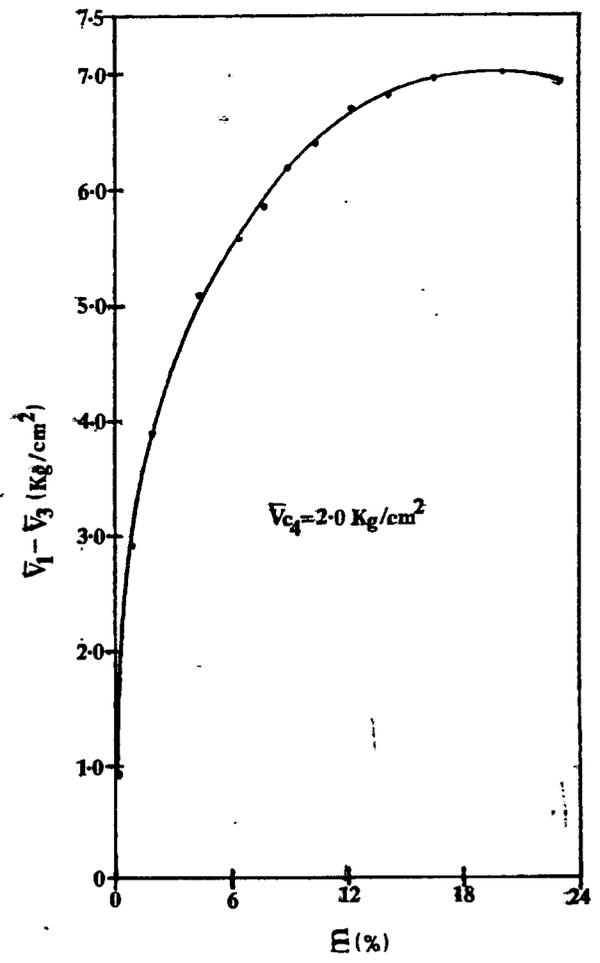
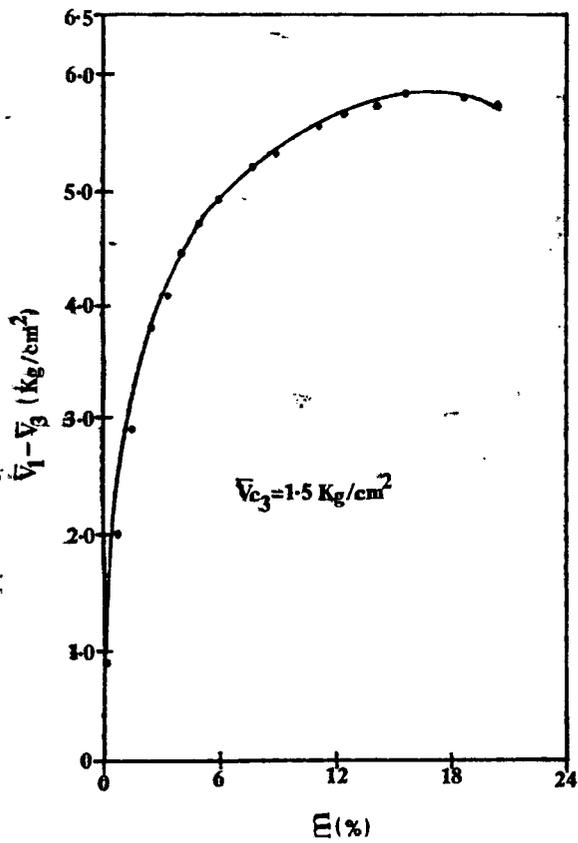
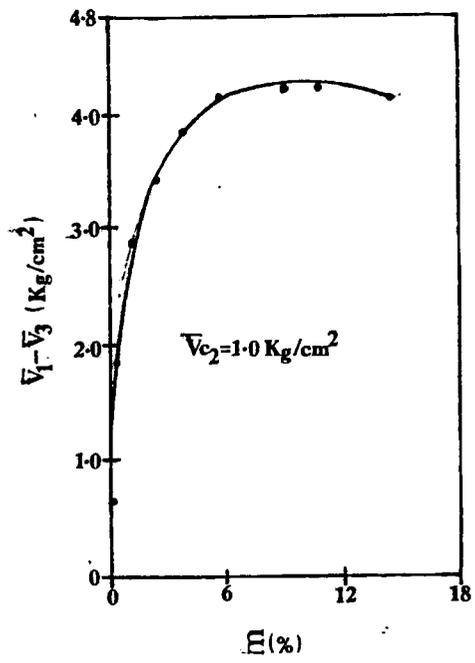
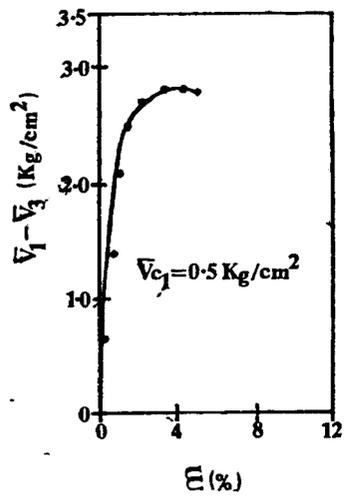


FIG. 6.12 ARENA DE JÁLTIPÁN
METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y MULTITRIAXIAL
ENSÁYE DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO
GRÁFICAS P - q



**FIG. 6.13 ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO
 METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL
 GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA AXIAL**

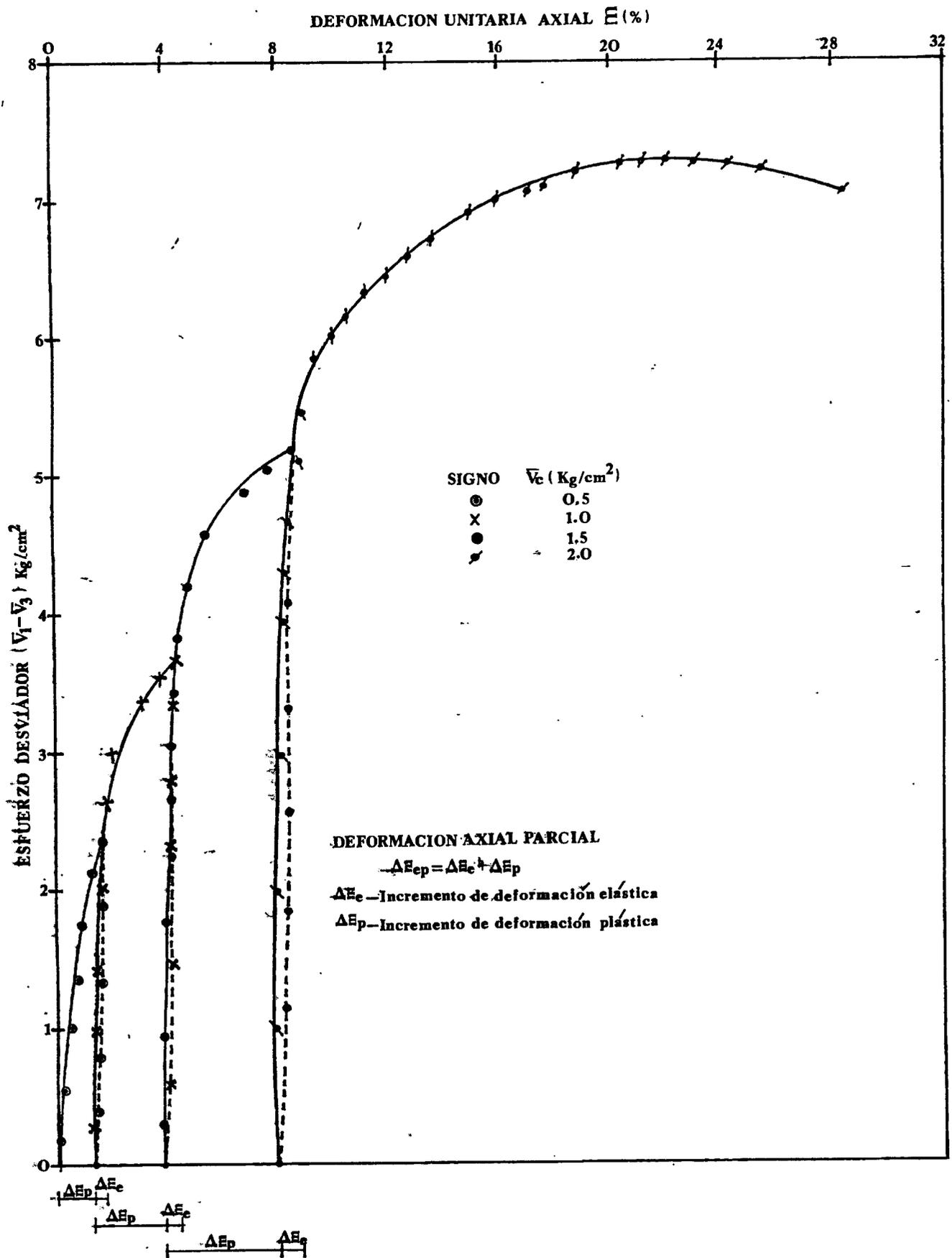


FIG.6.14 ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO
 METODO MULTITRIAXIAL (MT_x-SM1)
 GRAFICA ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA AXIAL

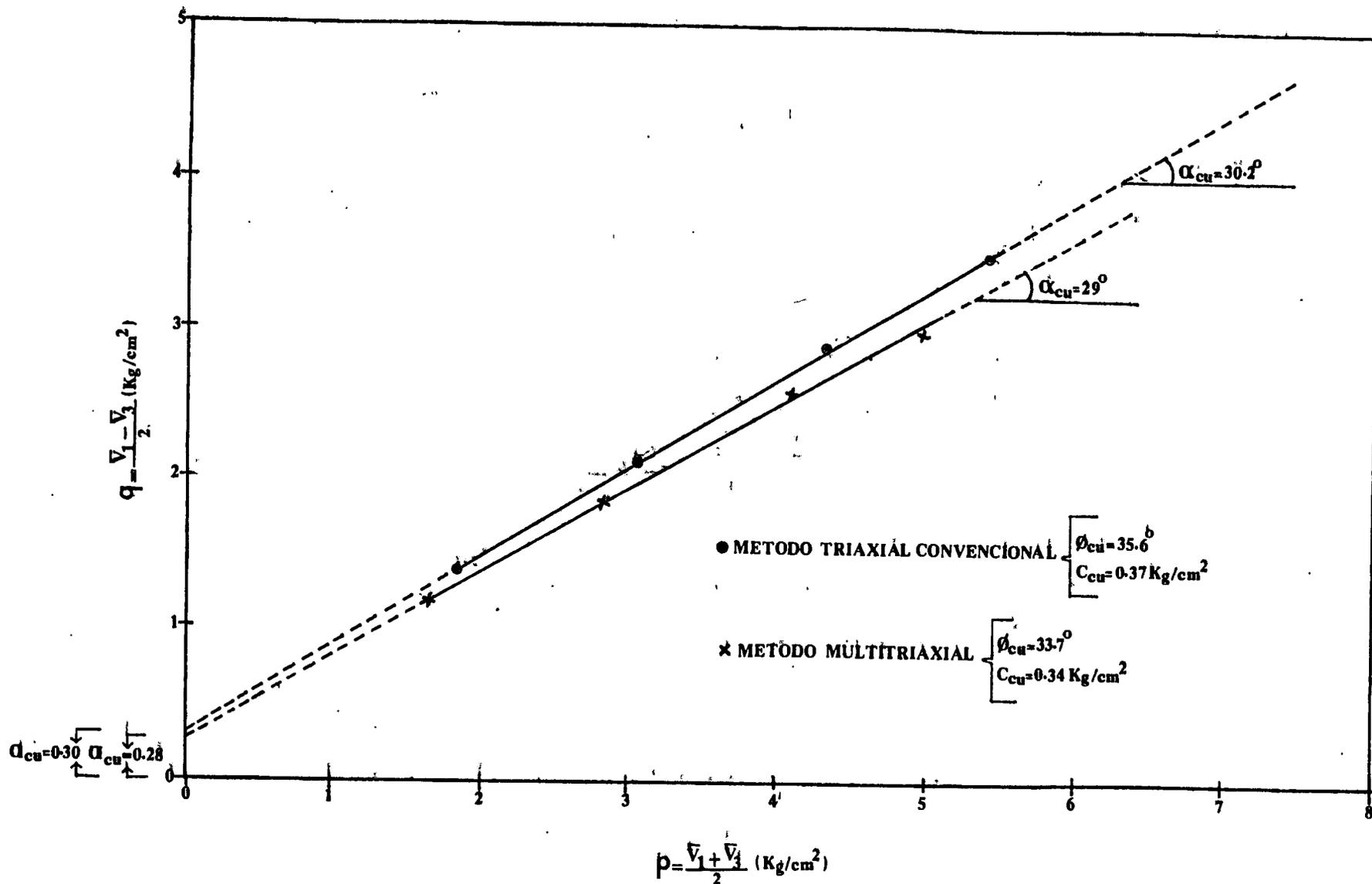


FIG. 6.15 AREÑA DE SAN ISIDRO
 METODOS TRIAXIAL CONVENCIONAL Y MULTITRIAXIAL
 ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO
 GRAFICAS p - q

MODULO DE DEFORMACION VERTICAL EN EL METODO TRIAXIAL CONVENCIONAL

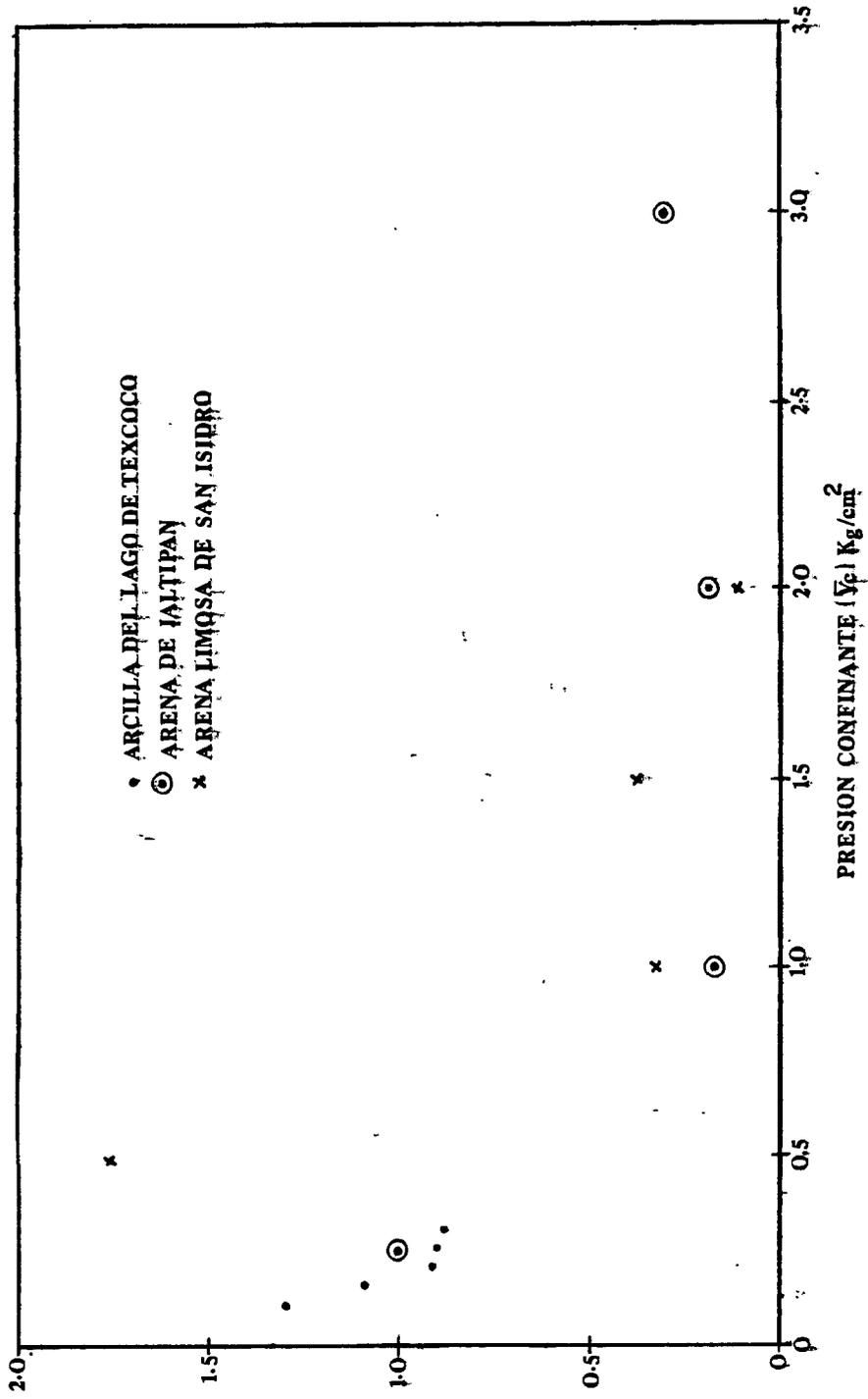
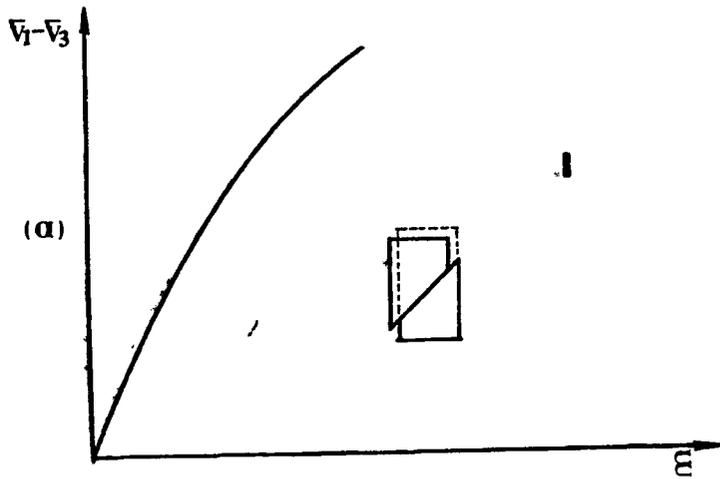


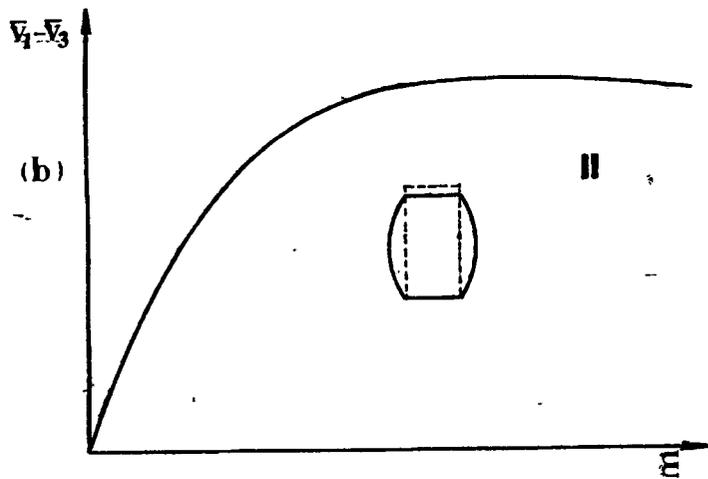
FIG. 6.16 COMPARACION DEL MODULO DE DEFORMACION VERTICAL ENTRE LOS METODOS MULTITRIAXIAL Y TRIAXIAL CONVENCIONAL

GRAFICA TIPO

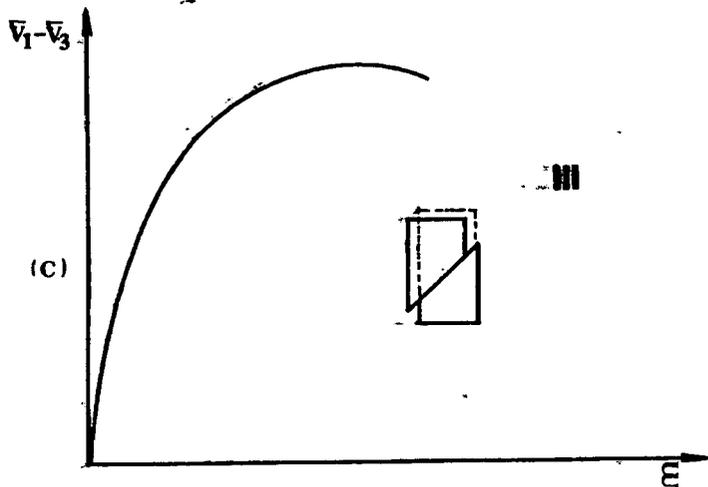
MATERIAL EN EL QUE SE OBSERVO



ARCILLA DEL LAGO DE TEXCOCO
CONSISTENCIA BLANDA

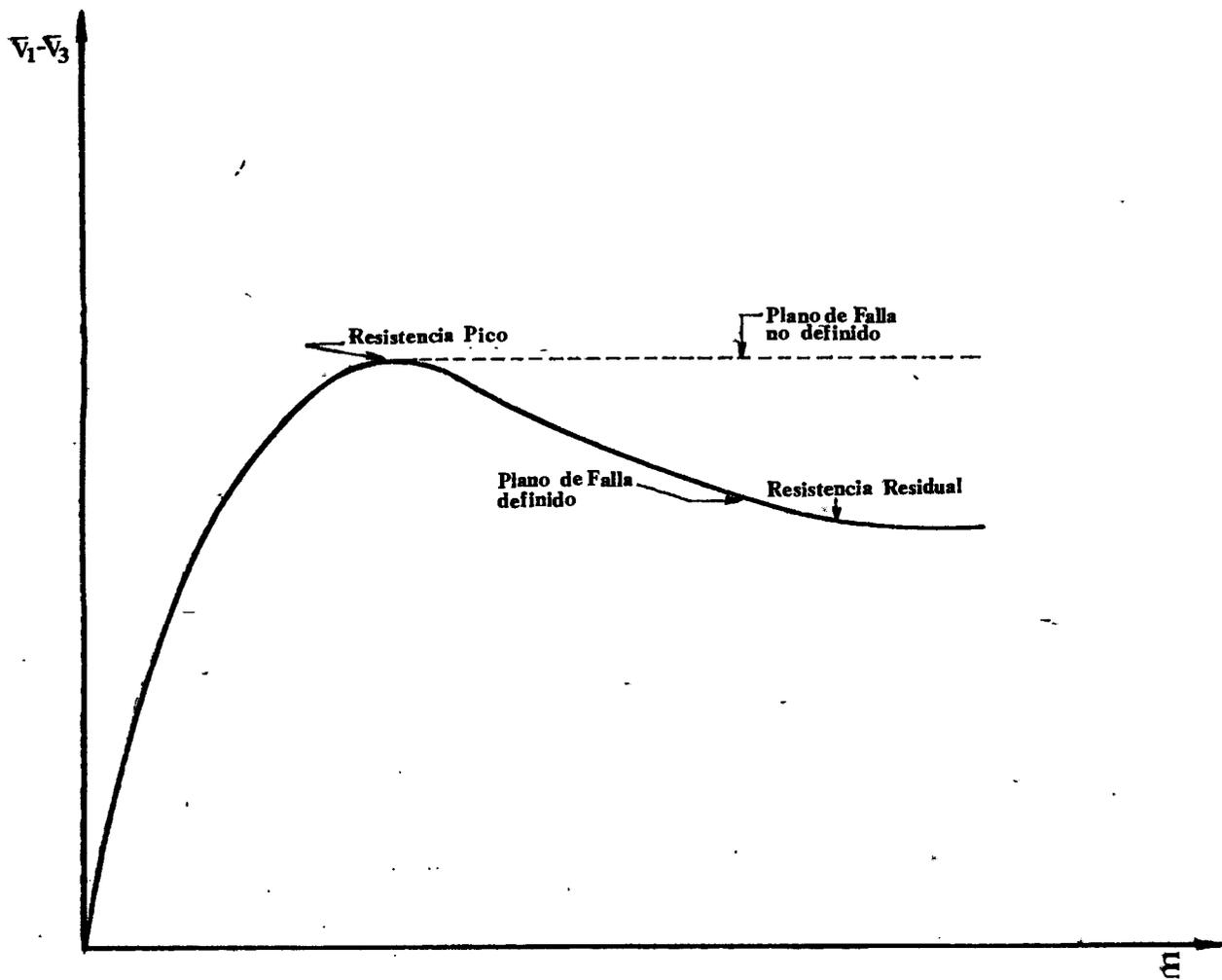


ARENA DE JALTIPAN
SEMICOMPACTA



ARENA LIMOSA DE SAN ISIDRO

FIG. 6.17. GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA AXIAL



**FIG.6.18 CRITERIO DE DEFORMACION CONTROLADA
 GRAFICAS ESFUERZO DESVIADOR - DEFORMACION UNITARIA
 AXIAL TYPICAS**

A P E N D I C E

MEDICION DE PRESION DE PORO Y EMPLEO DE CONTRAPRESION

En muestras con un contenido de agua próximo al 100 % de saturación se midieron el cambio volumétrico y la presión de poro. El primero mediante una bureta graduada y el segundo, utilizando un transductor de presión y un módulo de lectura. Ambos dispositivos se encuentran comunicados con el drenaje de la probeta (Figs. A.1 y A.2).

Para obtener mayor confiabilidad en la medición de cambios volumétricos y de presión de poro en las pruebas triaxiales se empleó el método de contrapresión, cuyo objetivo es hacer que el aire contenido en el suelo entre en solución con el agua. El sistema para aplicar contrapresión está constituido por una bureta comunicada con el drenaje, un regulador de presión, un manómetro de carátula, y un manómetro de columna de Mercurio para un ajuste más exacto de la presión (Fig. A.3). Antes de colocar el espécimen en la cámara, el sistema se satura haciendo circular agua destilada y deaireada, inicialmente por gravedad y posteriormente a presión. Una vez montada la muestra se procede a consolidarla a una presión confinante menor a la del ensaye. Continuando con la aplicación de la contrapresión, la cual consistió en suministrar incrementos de presión de 0.1 kg/cm^2 en la cabeza y base de la muestra a través del agua contenida en la bureta y las líneas de drenaje, simultáneamente la presión de cámara se incrementa en la misma magnitud. De esta forma se pretende que los esfuerzos efectivos no cambien. Cada incremento de contrapresión se dejó actuar aproximadamente 20 minutos. Durante el proceso de saturación se determinó el parámetro B de Skempton (Ref. 4), incrementando la presión confinante en $\Delta\sigma_c$ sin permitir el drenaje y leyendo el correspondiente incremento de presión de poro generada (Δu), siendo:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_c$$

El suelo se considera saturado cuando el parámetro de Skempton B es igual a la unidad. En el presente trabajo, el incremento de contrapresión se suspendió cuando B alcanzó un valor mínimo de 0.98.

Para fines prácticos es recomendable aplicar como máximo una contrapresión igual a la presión hidráulica actuante en el sitio. De esta forma se simula con más aproximación las condiciones originales de esfuerzos, a los cuales se encontraba sometida la muestra.

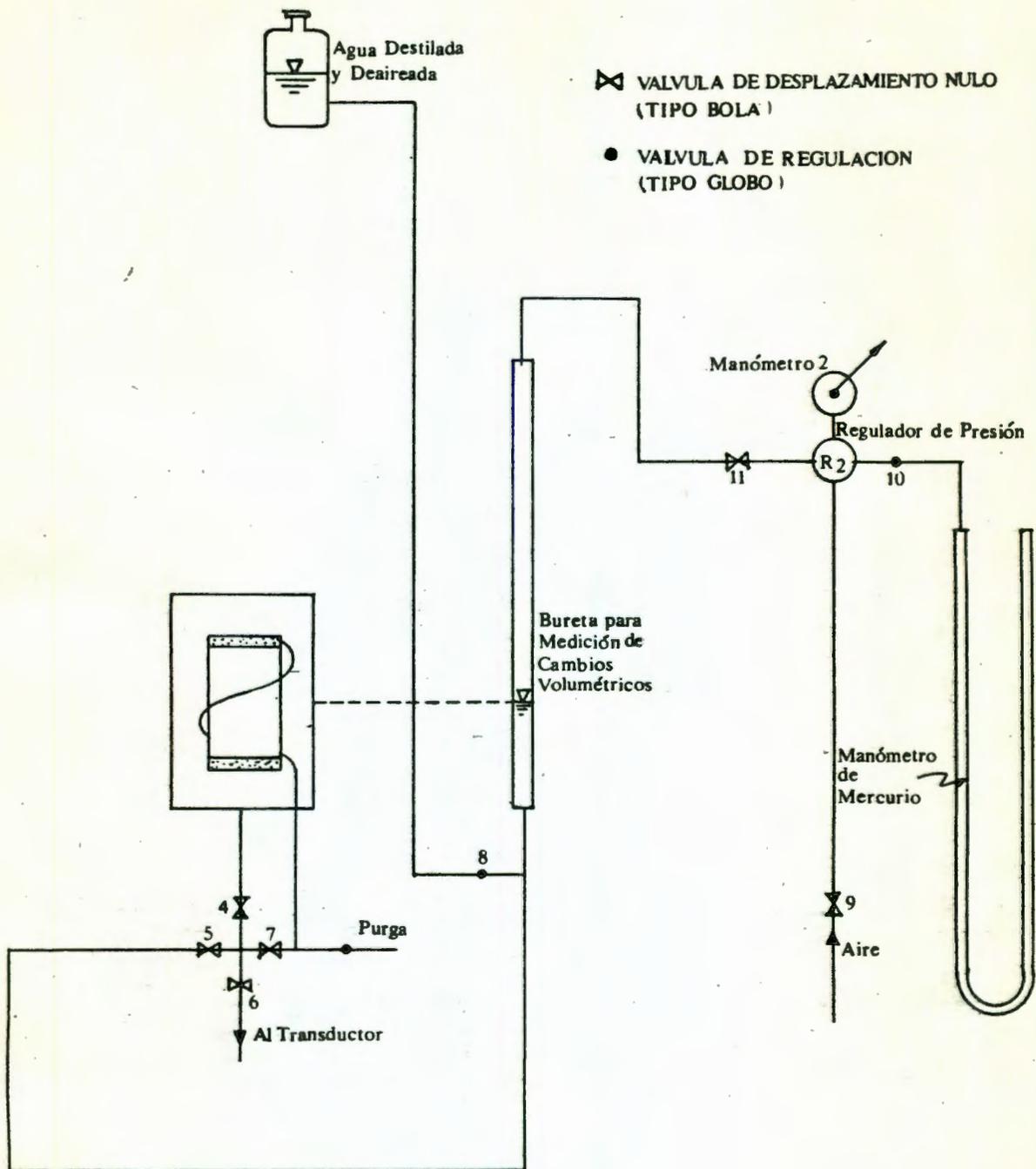


FIG. A.3 SISTEMA DE CONTRAPRESION