

COMPRESIBILIDAD DE SUELOS ARENOSOS

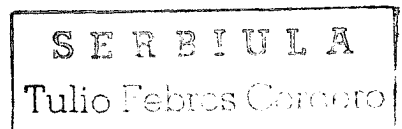
Por:

Ing. Wagdi Naime Yehia

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR AL
TITULO DE MAGISTER SCIENTAE EN
INGENIERIA VIAL

Asesor:

Prof. José I. Casteletti L.



**UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE VIAS
POSTGRADO EN INGENIERIA VIAL
Mérida-Venezuela
1994**



Adquirido por
Fecha:

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

INDICE

	Pag.
Agradecimiento.....	III
Dedicatoria.....	IV
 CAPITULO I. Introducción.....	 1
CAPITULO II. FUNDAMENTOS TEORICOS.....	9
II.1. Conceptos Generales.....	9
II.1.1. Relación esfuerzo-deformación.....	9
II.1.2. Influencia del tiempo.....	13
II.1.3. Compresibilidad de arenas.....	17
II.1.3.1. Comportamiento de las arenas en el ensayo triaxial.....	 20
II.2. Relaciones fundamentales.....	22
II.2.1. Influencia del esfuerzo de confinamiento sobre la pendiente de la relación esfuer- zo-deformación.....	 23
II.2.2. Determinación de la deformación unitaria en función de los esfuerzos.....	 30
II.2.2.1. Definición de parámetros.....	37
 CAPITULO III. DESARROLLO EXPERIMENTAL.....	 44
III.1. Clasificación de los materiales utilizados.....	44
III.1.1. Identificación de las muestras de suelo.	44
III.1.2. Características índices.....	46
III.2. Ensayo edométrico.....	47
III.2.1. Equipo utilizado.....	48
III.2.2. Preparación de la muestra.....	48
III.2.3. Procedimiento seguido.....	49
III.3. Ensayo de compresión triaxial.....	51
III.3.1. Equipo utilizado.....	53
III.3.2. Preparación de la muestra.....	55
III.3.2.1 Procedimiento para la conformación de la muestra.....	 56
III.3.2.2 Procedimiento de preparación de la muestra para el ensayo.....	 60
III.3.3. Procedimiento seguido en el ensayo de compresión triaxial drenado.....	 63
III.3.3.1 Ensayo tipo 1.....	63
III.3.3.2 Ensayo tipo 2.....	66
 CAPITULO IV. INTERPRETACION DE RESULTADOS.....	 71
IV.1. Obtención de resultados.....	71
IV.2. Interpretación de resultados.....	73

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	100
V.1. Conclusiones principales.....	100
V.2. Aplicación de la Ley General Deducida.....	106
V.3. Otras conclusiones.....	114
APENDICE A. RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	117
A.1. ANALISIS GRAFICO DE LA RELACIONES σ_1/σ_3 vs LA DE- FORMACION UNITARIA.....	117
A.2. VALORES CARACTERISTICOS Y CORRELACIONES (ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1).....	130
A.3. RESULTADO DE LOS ENSAYOS EDOMETRICOS.....	149
A.4. RESULTADO DE LOS ENSAYOS TRIAXIALES TIPO 2.....	161
A.5. PROCESO DE COMPACTACION CON EL SISTEMA DE VIBRADO	163
APENDICE B. ESTUDIOS DE LABORATORIO.....	165
B.1. CLASIFICACION DE LOS MATERIALES ENSAYADOS.....	165
B.2. ENSAYOS MECANICOS REALIZADOS.....	169
B.3. EXPLICACION DE LAS TABLAS DE DATOS Y CALCULOS NE- CESARIOS.....	172
APENDICE C. TABLAS Y GRAFICOS.....	181
APENDICE D. ESQUEMA DE OPERACION DEL EQUIPO TRIAXIAL....	318
BIBLIOGRAFIA.....	326

CAPITULO I. INTRODUCCION

La compresibilidad de los suelos es una de las propiedades más importantes para caracterizar su comportamiento mecánico. Esta consiste en la capacidad del suelo de variar su estructura bajo la acción de agentes exógenos, tales como esfuerzos de compresión, obteniéndose un reacomodo de partículas que implica una reducción de la porosidad del suelo. Esta propiedad distingue al suelo de una roca masiva y de otros cuerpos sólidos.

La reducción de la porosidad del suelo implica una disminución de su volumen, este cambio volumétrico se traduce en deformaciones de dicha masa, las cuales pueden llegar a afectar la estructura que ella conforma. De aquí la importancia de poder cuantificar la compresibilidad y los asentamientos del suelo bajo la acción de las presiones de fundación, ya que si se cuenta con procedimientos que permitan cuantificar los parámetros que definen la compresibilidad del suelo y calcular los asentamientos que

éste sufriría bajo ciertas condiciones de esfuerzos, entonces podríamos lograr diseños seguros y económicos.

Entre los materiales usados en ingeniería, quizás el suelo sea uno de los materiales más complejos y de comportamiento menos uniforme, ésto es fácil de entender si se considera, por ejemplo, que dos muestras de un mismo suelo que posean estructuras similares, pueden presentar comportamientos mecánicos muy diferentes. También es muy común encontrar perfiles de suelo muy heterogéneos cuyas consecuencias no son tan fácil de preveer.

A causa de la aparición de asentamientos no previstos ocasionados por situaciones como las descritas anteriormente, el análisis de la compresibilidad de la arcilla ha recibido una atención creciente desde hace ya varios años, desarrollándose métodos que permiten estimar, con suficiente grado de aceptación, la magnitud y distribución de asentamientos que se producen bajo ciertas condiciones, sobre suelos arcillosos.

La compresibilidad de suelos granulares gruesos, arenas y gravas, no ha sido tan estudiada, como en el caso de las arcillas, pero la presencia de altos niveles de esfuerzos, inducidos por las obras de ingeniería, así como el uso de estos suelos como material de construcción muy común en vialidad,

ha inducido en épocas relativamente recientes a profundizar en el análisis de las propiedades de compresibilidad de los suelos granulares gruesos.

La importancia de poder cuantificar la compresibilidad de suelos arenosos indujo a la siguiente investigación, analizándose la respuesta de algunos de estos suelos bajo distintas condiciones de esfuerzos.

En la actualidad se cuenta con diversos métodos empíricos y semianalíticos que permiten hacer cierta estimación de asentamientos en arenas; algunos de estos métodos serán presentados en el capítulo siguiente.

La necesidad de producir una metodología de laboratorio y un procedimiento analítico, que involucre los factores de interés y que permitan definir los parámetros representativos de la compresibilidad de las arenas; marca el desarrollo del presente trabajo. Sin embargo, debido a la complejidad de los materiales térreos, ninguna metodología de laboratorio, adosada a un procedimiento analítico tendrá sentido, si previamente no se obtienen las muestras que representen realmente las condiciones del material in situ.

El propósito de esta investigación es la de analizar la compresibilidad y las propiedades de deformación de las arenas no cementadas, determinadas sobre muestras representativas.

En arcillas se considera una muestra representativa cuando ésta es inalterada, ya que una muestra en estado natural presenta una posición relativa de partículas que ha permitido el desarrollo de una cohesión molecular a través de los años, cualquier alteración de dicha estructura podrá producir resultados diferentes a los del suelo en estado natural o inalterado. Pero existen diversidad de procedimientos y dispositivos que permiten obtener muestras inalteradas de arcillas para ser llevadas al laboratorio y ensayadas en su estado natural.

En arenas no cementadas la obtención de muestras inalteradas es muy difícil y en la mayoría de los casos prácticamente imposible. En la naturaleza todas las arenas se encuentran más o menos estratificadas y algunas veces tienen una densidad relativa mayor a la que se pueda obtener en laboratorio si no se emplea vibración. Estos hechos implican que una muestra de arena preparada en laboratorio posea una estructura que pueda ser diferente al de la misma en la naturaleza. Por esta razón en esta investigación se propone un método de preparación de muestras a través de

un proceso de vibración y colocación de sobrecargas que trata de obtener una estructura, hasta cierto límite, semejante a la estructura natural. Sin embargo, como indican Terzaghi (1972); Zeevaert (1973); Stamotopoulos (1979), entre otros; si las relaciones de vacíos de una muestra preparada de arena es idéntica a la del estado natural, en general, ambas presentarán compresibilidades aproximadamente iguales. Esto último estará afectado en cierto modo, por la granulometría, forma de los granos y composición mineralógica de la arena.

Las grandes tendencias de las investigaciones sobre compresibilidad y análisis de asentamientos en arenas han estado basadas en la obtención de correlaciones entre pruebas de sitio y los parámetros que definen el cálculo de dichos fenómenos. Aunque esta práctica ha sido muy útil, siempre será ventajoso si se puede lograr un enfoque más analítico del fenómeno de compresibilidad ya que a través de éste se puede presentar un marco más teórico que permite dar generalidad al análisis del fenómeno y también permitiría enfocar los problemas con mayor precisión en caso de que éstos lo ameriten. Todo esto es lógico si se parte del hecho de que se pueden obtener muestras representativas en el laboratorio, como ya se había dicho.

Entre los problemas que se tratan de resolver en esta investigación se encuentran:

- a) La deducción de la ley fenomenológica que relacione los esfuerzos de compresión aplicados y las deformaciones generadas por éstos, en arenas.
- b) Establecer relaciones y correlaciones entre los fenómenos involucrados que permitan obtener factores utilizables en el cálculo de asentamientos con diferentes condiciones de esfuerzos.

Cualquier obra de ingeniería que se construya, producirá cambios en el estado de esfuerzos del suelo sobre el cual ésta se ubique; éstos cambios en el estado de esfuerzos inducirá deformaciones en el suelo y los consecuentes desplazamientos verticales en la obra y construcciones adyacentes. Para poder cuantificar dichos desplazamientos se requerirá analizar previamente los cambios en los niveles de esfuerzos inducidos, así como la ley que relacione dichos cambios con las deformaciones del suelo.

La deducción de la ley en cuestión para el caso de las arenas es objetivo primordial de esta investigación. Por otra parte, la distribución de esfuerzos por carga en la masa de suelo ha sido estudiada desde hace ya muchos

años presentando procedimientos tales como la solución de Newmark o el de la red de esfuerzos, aplicando la teoría de la elasticidad (Zeevaert 1973) o por otra parte los basados en el efecto de arco tales como el propuesto por Papadopoulos (1991), para el caso de arenas, particularmente.

Otro aspecto de vital importancia para el análisis de compresibilidad de los suelos es el efecto de la historia de carga. En el caso de las arcillas, este efecto es perfectamente definible a través del procedimiento de Casagrande basado en el ensayo edométrico y la construcción de la curva Relación de Vacíos - Esfuerzo Efectivo. Para el caso de las arenas, la posibilidad de definición del efecto de la historia de carga es mucho más compleja; en vista que para la arena, por su naturaleza, este efecto puede ser mucho más influyente que para el caso de las arcillas, en los últimos años se le ha dado mucha importancia a su estudio: Rowe (1974); Burlandela (1977); Lambreschts y Leonards (1978); Semrtman (1983); entre otros han propuesto metodologías que permiten acercarse al análisis y cuantificación del efecto de la historia de carga sobre la compresibilidad de suelos arenosos. Este aspecto escapa de los alcances de esta investigación, sin embargo, en este trabajo se presentan ciertas hipótesis y algunos adelantos de estudios de dicho efecto; lo cual será objetivo de otras investigaciones, algunas de las cuales ya están en curso.

Es conveniente destacar, que en principio, este trabajo tiene otro propósito adicional, el cual no es experimental: Este consiste en la rehabilitación y puesta en funcionamiento del equipo de ensayo triaxial del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la U.L.A., así como la presentación del modo de operación del mismo (Apéndice D).

En este trabajo se ha considerado como aspecto fundamental el análisis de la influencia del esfuerzo de confinamiento sobre la compresibilidad de suelos arenosos; por esta razón, fueron programados un número de pruebas de compresión triaxial, lo que permitió analizar las correlaciones entre los factores que intervienen en dicho fenómeno.

En el laboratorio fueron reflejadas las condiciones que prevalecen en el campo y los niveles de esfuerzos de trabajo fueron programados de tal manera que no se altere considerablemente la estructura del suelo en el ensayo, todo dentro de los rangos de valores de aplicación práctica en la ingeniería de fundaciones.

CAPITULO II. FUNDAMENTOS TEORICOS

II.1. CONCEPTOS GENERALES

II.1.1. Relación Esfuerzo - Deformación

Las propiedades mecánicas de la relación esfuerzo-deformación y el efecto del tiempo es de gran dificultad y compleja determinación e interpretación en mecánica de suelos. Los estudios deben estar basados en observaciones experimentales en conjunción con alguna concepción reológica que permita realizar planteamientos analíticos posteriormente.

De observaciones realizadas sobre materiales del subsuelo ensayados en laboratorio, se concluye que la realidad reológica de los mismos, responde al comportamiento de un material con propiedades elásticas, plásticas y viscosas.

Los suelos están formados por un esqueleto estructural de granos rígidos y de espacios vacíos intergranulares que pueden estar llenos de agua; dependiendo del contenido de material cementante, dicho esqueleto estructural puede tener mayor o menor cohesión. Se puede considerar que las propiedades de esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos es función de varios factores, entre los principales están:

- Estado de esfuerzos al cual el material fue sometido en el pasado
- Estado de esfuerzos actual
- Características de su esqueleto estructural
- Su cohesión o cementación
- Granulometría y forma de los granos
- Densidad del suelo
- Grado de saturación
- Permeabilidad
- Contenido mineralógico

Las gráficas de relación esfuerzos-deformación presentan una configuración típica en los materiales térreos y sus características cuantitativas son función, principalmente de los factores indicados anteriormente. En la figura II.1a y II.1.b se presenta una gráfica típica de la relación esfuerzo-

deformación en el caso de compresión pura y con algunos ciclos de histéresis respectivamente.

La compresibilidad en suelos generalmente se ha correlacionado con el módulo de deformación unitaria o módulo de deformación M , cuya definición matemática es inversa a la definición de módulo de elasticidad E , como se presenta a continuación, según la figura II.1a.

$$M = \lim_{\Delta\sigma \rightarrow 0} \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma}$$

Es decir, si la relación esfuerzo-deformación se graficara ubicando las deformaciones unitarias ε en el eje de las ordenadas (lo que es muy usual en mecánica de suelos), el módulo de deformación estaría definido como la tangente de dicha curva.

En el caso que el módulo de deformación M fuera el mismo para carga y descarga se podría considerar al material como un sólido elástico; si además el valor de M fuera constante en toda la curva, el material se consideraría como un sólido elástico lineal. En realidad, ninguna de estas dos condiciones se cumple en los suelos; tal como se observa en la figura II.1b, el suelo al ser descargado no recupera toda la deformación unitaria que tenía

acumulada; así mismo se puede observar que éstos al ser recargados presentan una respuesta elástica característica, por ejemplo, en la figura, cuando desde el punto “a” el suelo es descargado desde “ σ_1 ” a cero se observa que éste recobra la deformación ($a_2 - a_1$), manteniendo acumulada a_1 y al ser recargado de cero a “ σ_1 ”, prácticamente regresa al punto “a”. En general se observa que los lazos de histéresis son bastante paralelos entre sí, mientras no se haya alterado considerablemente la estructura misma del suelo durante el ensayo.

Para complementar un poco más la descripción del comportamiento elasto-plástico de los suelos, podemos decir que es factible adaptar su comportamiento a modelos simples de elasto-plasticidad con endurecimiento, pero que prácticamente toda la rama de compresión estará en la fase de endurecimiento o mejor dicho, el límite de fluencia es prácticamente nulo o en algunos casos es un valor pequeño.

El mecanismo físico que explica el comportamiento elasto-plástico de los suelos, es fácil de entender, si se considera que éstos no son medios perfectamente continuos, que según la definición dada al principio de este capítulo, los suelos están formados por un esqueleto estructural de granos rígidos, con espacios intergranulares. Cuando el suelo es sometido a

esfuerzos, éstos pasan al esqueleto estructural, transformándose a esfuerzo efectivo; en vista que dicho esqueleto estructural está formado por múltiples granos, se puede producir un reacomodo de los mismos a posiciones más estables. Para bajos niveles de esfuerzos en carga y descarga, el comportamiento del suelo puede ser puramente elástico, puesto que no se presentan desplazamientos relativos entre los granos o los mismos no revisten mayor importancia. Cuando los niveles de esfuerzos son más altos se origina un reacomodo estructural; existirá desplazamiento relativo entre los granos, tal que éstos se ubiquen en posiciones más estables, produciéndose deformaciones no recuperables cuando se remueve la carga.

II.1.2. Influencia del Tiempo

El efecto del tiempo en la deformación es de extrema importancia para ciertos materiales, sobre todo para suelos que contienen fracciones finas y muy finas, tales como los limos y arcillas. Al aplicarse un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma$ sobre un suelo, se produce un incremento de deformación $\Delta\varepsilon$ en forma casi inmediata, sin embargo, al mantenerse constante el esfuerzo aplicado sobre el suelo, es observado que éste sigue deformándose con el tiempo, produciéndose así el fenómeno de fluencia. En la figura II.2 se presenta, una curva característica del fenómeno de fluencia en los suelos,

en ésta se puede observar que la pendiente de dicha curva $d(\Delta\varepsilon)/dt$, va reduciendo con el tiempo y tiende a cero después de un valor determinado.

Por otra parte, el fenómeno de fluencia no es la única evidencia experimental que demuestra las características viscosas de los suelos, si sobre un suelo se realizan ensayos a distintas velocidades de deformación, nos encontramos con que las curvas de relación esfuerzo-deformación tampoco son las mismas y tienden a superponerse a medida que la velocidad de deformación sea más lenta; o también, si en el ensayo se mantiene cierta deformación constante, se observa que el nivel de esfuerzos aplicado o requerido va disminuyendo con el tiempo, produciéndose así el fenómeno de relajación. Cada uno de los aspectos fenomenológicos descritos podrían servir para calibrar modelos viscoelásticos, tales como el modelo del Kelvin-Voight, clásicamente usado para rocas y suelos.

El fenómeno de fluencia en suelos finos, confinados lateralmente, ha sido ampliamente estudiado a través del fenómeno de consolidación unidimensional en el ensayo edométrico. La teoría de consolidación unidimensional de Karl Terzaghi ha servido como modelo matemático para dicho fenómeno y en el caso de suelos de fracción fina a muy fina, la calibración y aplicación de dicho modelo ha producido resultados muy satisfactorios.

A partir de modelos tales como los de Terzaghi y Kelvin Voight, se han desarrollado algunos otros modelos para representar otros aspectos fenomenológicos del comportamiento viscoso de los suelos, así como también, para tratar de representar el comportamiento elasto-viscoplástico de los mismos, el cual se observa en la figura II.3, en dicha figura se muestra una configuración más general de la curva deformación-tiempo de los suelos; según esto, el Dr. Leonardo Zeevaert concluye, que en las sollicitaciones de descarga y recarga a que es sometido un suelo, se observa que su comportamiento depende del número de elementos elásticos, plásticos y viscosos que éste tenga por unidad de volumen.

Un mecanismo físico que trata de explicar la influencia del tiempo en la relación esfuerzo-deformación de los suelos, está relacionado con un comportamiento viscoso intergranular que retarda el desplazamiento relativo de los granos. Cuando el suelo está saturado y confinado bajo cierto estado de esfuerzo, la deformación sufre una retardación hidrodinámica, debido a que el cambio de volumen toma lugar cuando el agua gravitacional es expulsado de los poros del suelo a través de su esqueleto estructural. Este fenómeno de viscosidad intergranular toma mayor proporción a medida que la permeabilidad del suelo es menor; por esta razón, en suelos de grano

grueso como las arenas, el efecto del tiempo es de menor significación que en el caso de suelos de fracción fina; sin embargo, sobre este aspecto, la forma de los granos presenta cierta influencia.

En materiales semi-saturados la mayor parte de la deformación elasto-plástica ocurre sin influencia significativa del tiempo, sin embargo a medida que éste se va deformando, el grado de saturación va aumentando, ocurriendo así dos cosas: la compresibilidad del suelo va disminuyendo y la influencia del tiempo se va acrecentando.

Según el razonamiento anterior se puede concluir que cuando ocurre un incremento de esfuerzo sobre una muestra representativa de suelo, la deformación será función del tiempo y tendrá una componente elástica y otra componente plástica. La magnitud y rata de deformación bajo carga sostenida dependerá del grado de confinamiento al que el suelo esté sujeto. Se puede decir entonces que el módulo de deformación M será una función del esfuerzo de confinamiento σ_c al cual se sujete el suelo y del tiempo t en el que el estado de esfuerzo actúe sobre el mismo:

$$M_{\sigma,t} = M(\sigma,t)$$

II.1.3. Compresibilidad de Arenas

En las arcillas, las grandes relaciones área a volumen hace que las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales tomen gran significación. Según la estructura iónica de las arcillas, la superficie de cada partícula posee carga eléctrica negativa, así la partícula atrae a los iones positivos del agua. Esto conduce al hecho de que cada partícula de arcilla está rodeada de una capa de moléculas de agua ligadas a su estructura. Por esta razón puede considerarse que en las arcillas, las partículas sólidas no están en contacto directo entre ellas, en las arenas, las partículas si están en contacto directo, por lo que el comportamiento mecánico de las partículas sólidas individuales cobra importancia sobre el análisis de compresibilidad de estos suelos.

Si se considerase las partículas de arena infinitamente rígidas y resistentes, las deformaciones y cambio volumétrico de estos suelos estarían inducidos por movimientos relativos entre las partículas; esto sería aceptable a niveles de esfuerzos relativamente bajos comparados con la rigidez y resistencia de los granos. Para el caso de niveles altos de esfuerzos debe ser considerado el aporte de la deformación de partículas individuales y la posible ruptura de las mismas.

Para los suelos arenosos los cambios volumétricos pueden estar inducidos entonces por tres componentes: Movimiento relativo entre partículas, deformación de cada partícula individual y ruptura de las mismas. Entre estas tres componentes se puede considerar que prácticamente la primera y tercera componentes producen cambios irreversibles.

Se concluye, que de la energía total transmitida a un suelo arenoso para deformarlo, se puede decir que gran parte de ésta es gastada en producir movimiento relativo entre partículas y fracturamiento de algunos de los granos y el resto de la energía es almacenada en la deformación elástica individual de los mismos. A medida que el suelo está más compacto, esta energía libre o recuperable es mayor, por lo que la densidad relativa de las arenas es un factor de gran importancia a considerar en el análisis de compresibilidad de estos suelos sobre todo para niveles de esfuerzos relativos no muy altos, en los cuales la ruptura de partículas no es muy preponderante.

En el caso de las arenas, además de la viscosidad intergranular debe adicionarse la fricción entre las partículas como efecto retardador de la deformación. Sin embargo, una curva del tipo de la figura II.2, estará caracterizada por una primera parte muy vertical y una segunda parte en la

cual la tendencia a la horizontal ocurre con mucha rapidez. Para arenas con forma de granos entre angulosas y redondeadas, prácticamente, más de un 60% del cambio volumétrico ocurre en forma instantánea y a medida que se incrementa la presencia de micas en estos suelos la influencia del tiempo empieza a tomar mayor importancia, así como también aumenta la compresibilidad de los mismos.

El análisis de compresibilidad en un ensayo edométrico, se define a través de la llamada curva de compresibilidad, ésta es el resultado de plotear en el eje de las ordenadas la relación de vacíos “e” en escala natural y en el eje de las abscisas los esfuerzos verticales aplicados “ σ_z ”, comúnmente en escala logarítmica.

Las curvas de compresibilidad $e \sim \log \sigma_z$ generalmente tienen ciertas características en común para distintos suelos: Comienzan con una inclinación pequeña y probablemente terminen con una tangente casi horizontal, estando los extremos unidos por una porción bastante recta. En las arenas, la porción recta se ve interrumpida por una disminución volumétrica relativamente brusca, produciéndose un quiebre gradual en el cual se origina un incremento en la inclinación de la curva, esta inclinación permanece después bastante constante hasta que comienza a disminuir a

partir de cierto valor. La explicación de esta irregularidad está en que a partir de ciertos niveles de esfuerzos la ruptura de los granos empieza a ser preponderante hasta que la relación de vacíos se ve reducida a tal punto que la disminución volumétrica tiende a ser menor.

II.1.3.1. Comportamiento de las Arenas en el Ensayo Triaxial

En la primera etapa del ensayo triaxial drenado, en la cual se consolida la muestra y se lleva a la presión de cámara deseada " σ_3 ", el espécimen es sometido a un estado de esfuerzos isotrópico; si se considera cierta homogeneidad e isotropía en el suelo se puede considerar que la rata de disminución volumétrica es también isotrópica. En el caso de suelos saturados, el cambio volumétrico experimentado por la muestra es igual al volumen de agua expulsado por la línea de drenaje.

Tan pronto se ha concretado la consolidación bajo " σ_3 ", comienza la parte final del ensayo. En ésta se aumenta la presión axial, introduciendo así una componente desviadora de esfuerzos la cual produce distorsión o cambio de forma. Esta deformación perturba la estructura de la arena. Bajo este efecto perturbador los cambios volumétricos que experimente la muestra dependerá

de dos factores: El primero, fundamentalmente es la densidad relativa de la misma y el segundo, el nivel de esfuerzos aplicados.

La influencia de la densidad sobre el cambio volumétrico se ilustra en la figura II.4, Sobre la arena suelta se produce una disminución volumétrica continua tendiendo a una asíntota horizontal para grandes deformaciones; para la arena densa existe una pequeña disminución volumétrica al principio debido a un ligero aumento de la componente isotrópica de esfuerzos, pero una vez que este incremento pierde importancia relativa comienza a producirse el fenómeno de dilatancia aumentando paulatinamente el volumen del suelo hasta tender a un máximo y eventualmente sufriendo una caída, por efecto de trituración.

El fenómeno de dilatancia se produce en arenas densas ya que las partículas están en una posición muy estable y el movimiento relativo que ocurra entre éstas se producirá con incremento de la distancia entre los centros de gravedad de las mismas (efecto de trabazón).

Cuando el suelo arenoso puede ser deformado sin producirse cambio volumétrico apreciable se dice que éste tiene una relación de vacíos crítica. La relación de vacíos crítica se obtiene para un estado intermedio de densidad en la arena, por esto se explican las tendencias a la horizontal en

la figura II.4 y además se observa que para altos niveles de esfuerzos la compacidad inicial del suelo pierde importancia en el análisis de compresibilidad.

La relación de vacíos crítica no es un valor constante de la arena, sino que depende del esfuerzo de confinamiento a la cual sea sometida la misma.

En arenas sueltas, cuando el cambio volumétrico se anula es que la relación de vacíos ha disminuído hasta su valor crítico, entonces se considera la ocurrencia de una falla plástica del suelo en la cual éste cambia de forma a volumen y esfuerzo desviador constantes, tal como se observa en las figuras II.4 y II.5.

Por otra parte, cuando la arena está densa, por el efecto de trabazón, ocurre una falla frágil o repentina, en la cual el esfuerzo desviador sufre una disminución para luego estabilizarse al aumentar su relación de vacíos tendiendo a su valor crítico. Se puede observar en este caso (figura II.5) que el esfuerzo requerido para la falla es mayor, pero ésta ocurre para deformaciones unitarias menores que para el caso de arenas sueltas.

En la figura II.5 se esquematizan las relaciones $\Delta\sigma$ vs $\varepsilon(\%)$ para una misma arena sometida en estado suelto y denso y a la misma presión de cámara σ_3 ;

evidencias experimentales demuestran que a medida que el valor de σ_3 es más grande, la tangente o rigidez inicial de estas curvas aumenta requiriéndose valores de $\Delta\sigma$ mayores para una misma deformación ε , así también, la distancia relativa entre las dos curvas disminuye de tal forma que la curva de la arena suelta tiende a acercarse a la de la arena densa y para valores de σ_3 grandes respecto a la resistencia individual de las partículas prácticamente existe coincidencia entre las dos curvas.

II.2. RELACIONES FUNDAMENTALES

II.2.1. Influencia del Esfuerzo de Confinamiento sobre la Pendiente Inicial de la Relación Esfuerzo-Deformación

Para pequeños incrementos de esfuerzos desviadores $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$, la relación esfuerzo-deformación de los suelos se puede aproximar a la de un material elástico lineal, homogéneo y con una pendiente E_c .

Scheidig (1931), indica que la pendiente o módulo tangente E_c aumenta con la presión de confinamiento σ_3 de acuerdo con la relación:

$$E_c = C\sigma_3 \quad \text{Ec. 1}$$

Donde, para el caso de arenas densas, el valor de C depende de σ_3 para valores pequeños de éstos (figura II.6) y para el caso de arenas sueltas, (Terzaghi-Peck 1972), el valor de C no depende de σ_3 y es igual a 100 en todos los casos.

La ecuación 1 se aplica a la relación esfuerzo desviatorio $\Delta\sigma$ vs deformación unitaria axial ε .

El Dr. Leonardo Zeevaert formula la influencia del esfuerzo de confinamiento sobre el módulo de deformación M_c , mediante una ecuación exponencial de la siguiente forma:

$$M_c = C_0 \cdot \sigma_3^{-n} \quad \text{Ec. 2}$$

Donde C_0 y n son constantes experimentales que dependen fundamentalmente de la densidad relativa del suelo.

La ecuación 2 se aplica a la relación de esfuerzo axial σ_1 vs deformación unitaria axial ε .

Según las dos ecuaciones anteriores (Ec. 1 y Ec. 2), para el caso $\sigma_3=0$, se obtienen los valores extremos de $E_c = E = 0$ y $M_c = M = \infty$ respectivamente.

Es importante destacar, que la definición del módulo de elasticidad está dada por la pendiente de la relación esfuerzo-deformación para un material sin confinamiento alguno. Es decir, según las concepciones anteriores, un suelo no cohesivo no tiene módulo de elasticidad.

En este trabajo se propone un modelo mediante el cual la pendiente E_c de la relación esfuerzo axial σ_1 y deformación unitaria axial ε varía linealmente con el esfuerzo de confinamiento σ_3 , partiendo de un valor inicial E , para $\sigma_3 = 0$.

$$E_c = E + C\sigma_3$$

Ec. 3

Donde C es una constante experimental cuyo significado físico se discutirá más adelante. El valor de C será distinto según la arena y deberá ser obtenido experimentalmente, usando muestras representativas en el laboratorio.

La ecuación 3 deberá tener un tratamiento especial debido a la no linealidad que presenta la relación esfuerzo ~ deformación de algunos suelos.

Esta ley se basa en el principio de que, el hecho que no se pueda realizar un ensayo de compresión simple sobre un suelo no cohesivo, no implica que éstos no tengan módulo de elasticidad, tal como se presenta a continuación:

Si un elemento de suelo homogéneo e isótropo, es sometido a un tensor de incrementos de esfuerzos principales, tal como se observa en la figura II.8, entonces se puede calcular la deformación axial en el sentido Z mediante la siguiente expresión elástica:

$$\Delta \varepsilon_z = \frac{1}{E} \left[\Delta \sigma_z - \nu (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y) \right] \quad \text{Ec. 4}$$

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Donde ν es la relación de Poisson y E el módulo de elasticidad aplicable al nivel de esfuerzos en estudio (en el caso de materiales no lineales).

La deformación volumétrica ε_v en todo caso se calcula como la sumatoria de la diagonal principal del tensor de deformaciones ε ; es decir $\Delta \varepsilon_v = \Delta \varepsilon_x + \Delta \varepsilon_y + \Delta \varepsilon_z$. El coeficiente de compresibilidad volumétrico m_v definido por Terzaghi en su teoría de consolidación correspondiente a un ensayo edométrico es:

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma_z} = \frac{\Delta \varepsilon_z}{\Delta \sigma_z}$$

Para el caso de compresión edométrica, es decir, cuando $\Delta\epsilon_y = \Delta\epsilon_x = 0$, se

tiene que $\Delta\sigma_y = \Delta\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu} \Delta\sigma_z$. Introduciendo en la ecuación 4 se tiene:

$$\Delta\epsilon_z = \frac{1}{E} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \Delta\sigma_z, \text{ es decir}$$

$$m_v = \frac{1}{E} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} = \frac{1}{E} f(\nu) \quad \text{Ec. 5}$$

De la ecuación 5 se deduce que $E = f(\nu)/m_v$, es decir, que la pendiente de la relación esfuerzo-deformación del material sin confinamiento alguno es igual a dicha pendiente pero para el ensayo con confinamiento edométrico multiplicado por una función de la relación de Poisson.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Para la condición de flujo plástico en las arenas se dice que ν tiende a 0,5; es decir no hay cambio volumétrico. No sería cierto el afirmar que una arena para el estado de $\sigma_3 = 0$, presenta una condición de flujo plástico.

Por lo expresado anteriormente se puede concluir que aún en el caso de las arenas, el módulo de elasticidad E , es distinto de cero y se calcula mediante la expresión:

$$E = \frac{1}{m_v} \left[\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \right] \quad \text{Ec. 6}$$

La ecuación 6 podría servir para verificar el modelo presentado en esta investigación (Ec. 3).

Extractando parcialmente la Tabla 1-II.3 del libro Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions (Zeevaert 1973), se presentan los siguientes valores

Tabla II.1

Sedimento	ν	$m_v (\text{cm}^2/\text{kg})$	$E (\text{kg}/\text{cm}^2)$
Arena, fino compactado, suelo aluvial	0,25	0,005 - 0,002	166 - 417
Arena, suelo gravoso, suelo aluvial compactado	0,25	menor que 0,002	mayor que 417

Por otra parte, Basil-Papadopoulos (1992) propone otro modelo aplicable a ensayos edométricos en arenas, en el cual el módulo edométrico o módulo constreñido $E_s = 1/m_v$, varía linealmente con el esfuerzo efectivo vertical σ_z :

$$E_s = E_{s0} + \lambda \sigma_z \quad \text{Ec. 7}$$

Donde E_{s0} es el módulo constreñido para $\sigma_z = 0$ y λ es la pendiente de la relación $E_s \sim \sigma_z$. Estos valores se calibran experimentalmente dentro del

siguiente rango:

$$0 < \lambda < 3 \cdot \frac{E_{s0}}{100(\text{KPa})}$$


Mediante este modelo se abre la interrogante sobre cual es el verdadero significado del parámetro E_{s0} . Cuando el esfuerzo vertical es nulo la respuesta horizontal del anillo edométrico depende del peso propio del suelo como se indica a continuación en forma aproximada, considerando $\nu = 0,25$.

$$\sigma_h = \frac{\gamma \cdot \phi}{12}$$

Donde γ es el peso unitario del suelo y ϕ el diámetro de la muestra; este valor de σ_h es un valor aproximado a $8 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$, para muestras de 5 cm de diámetro, por lo que se puede considerar prácticamente nulo o un valor parecido al que induce la membrana impermeable sobre el cilindro de suelo preparado para un ensayo triaxial. De lo anterior se concluye que el valor de E_{s0} debe ser un valor muy parecido o prácticamente equivalente al módulo de elasticidad E representado en la ecuación 3.

Partiendo de esta última hipótesis se puede despejar E_{s0} de la ecuación 7 y E de la ecuación 3 e igualar, obteniéndose:

$$E_s - \lambda \sigma_z = E_c - C \sigma_3$$

Ec. 8

Mediante esta última ecuación se demuestra que los parámetros C y λ así como los módulos E_s y E_c pueden ser correlacionados.

II.2.2. Determinación de la Deformación Unitaria Axial ε en Función de los Esfuerzos

Al igual que en las arcillas, no existe para las arenas una teoría general que explique el comportamiento esfuerzo-deformación. La obtención de la deformación unitaria ε es imprescindible para lograr realizar estimaciones de asentamientos del suelo S , según la siguiente ecuación:

$$S = \int_0^H \varepsilon dH$$

Ec. 9

Donde H es la profundidad de influencia o espesor del estrato.

Es evidente que el valor de ε dependerá de los parámetros mecánicos de compresibilidad tales como E o m_v y de los esfuerzos aplicados tales como los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 .

Uno de los principales problemas para el análisis de asentamientos en arenas estriba, en que el módulo de compresibilidad volumétrica no es

constante sino que depende del estado de presiones y por ende de la profundidad.

Schmertmann (1970-1977-1978), propone un método semi-analítico que permite estimar la deformación unitaria vertical inmediata, para arenas, mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{q}{E} I_z \quad \text{Ec. 10}$$

Donde q es la carga uniformemente repartida inducida por la zapata a nivel de fundación; E el módulo de Young del medio e I_z es un factor de influencia que depende de la profundidad (figura II.8). De la figura indicada Δq es el incremento neto de presión a la cota de fundación y σ_z es la presión efectiva a la cota indicada en la figura.

Mediante esta ecuación Schmertmann pone en evidencia la imposibilidad de que el valor de E sea nulo.

Un método clásicamente usado para el cálculo del incremento de la deformación unitaria vertical $\Delta\varepsilon$, es el basado en el módulo de compresibilidad volumétrica, según la siguiente expresión:

$$\Delta\varepsilon = m_v\Delta\sigma$$

Ec. 11

Papadopoulos (1992), presenta un modelo para determinar el valor de $\Delta\sigma$ y el valor de $E_s = 1/m_v$ a distintas profundidades, para arenas. El modelo de variación de $\Delta\sigma$ con la profundidad, que propone, está basado en el efecto de arco, en el cual el coeficiente de empuje de reposo K_0 toma importancia. El modelo de variación de E_s es el mismo planteado en la ecuación 7.

Sin embargo, Papadopoulos no trabaja con la ecuación 11, sino que propone las siguientes expresiones, aplicables al caso de esfuerzos efectivos y considerando deformaciones laterales nulas, tal como en la ecuación 11.

$$E_s = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_{s00} + \lambda\sigma \Rightarrow d\varepsilon = \frac{d\sigma}{E_{s0} + \lambda\sigma}$$

Resolviendo se obtiene:

$$\varepsilon = \frac{1}{\lambda} \ln \left(\frac{E_{s0} + \lambda\sigma}{E_{s0}} \right)$$

Ec. 12.1

Esta última ecuación se expresa en función de la profundidad z , ya que el esfuerzo σ depende de ésta:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{\lambda} \ln \left[\frac{E_{s0} + \lambda(\gamma' \cdot z + q_z)}{E_{s0} + \lambda \cdot \gamma' \cdot z} \right] \quad \text{Ec. 12.2}$$

Donde q_z es la presión efectiva vertical inducida por la fundación a una profundidad z y γ' es el peso específico que produce esfuerzo efectivo.

En el modelo de Schmertmann no está implícita la influencia de los esfuerzos horizontales, el modelo de Papadopoulos no toma en cuenta directamente la influencia de dichos esfuerzos, más sí, en forma implícita al considerar deformaciones horizontales nulas y en el cálculo de q_z a través del coeficiente de empuje K_0 , mediante el cual puede considerar, además, la influencia de la historia de carga (Papadopoulos 1992).

Como ya se ha discutido a lo largo de este capítulo, los conceptos más influyentes en el comportamiento esfuerzo-deformación de las arenas son la presión, confinamiento y la compacidad; por esta razón se ha visto la necesidad de considerar la influencia directa de la presión de confinamiento para el cálculo de la deformación unitaria axial ε .

La base fundamental del modelo que se propone en este trabajo está basado en observaciones experimentales de ensayos triaxiales

consolidados-drenados, mediante éstos se demuestra que la curva obtenida para la relación de esfuerzos σ_1/σ_3 y la deformación unitaria axial ε , para una misma arena, presenta una gran linealidad y no muestra mucha diferencia al realizarse ensayos con distintos niveles de confinamiento.

La relación $\sigma_1/\sigma_3 \sim \varepsilon$ serán llamadas en adelante curvas unitarias de la arena; la curva unitaria será válida realmente, para ciertos rangos de valores de σ_1/σ_3 ya que cuando se produce el flujo plástico o en las inmediaciones de éste las curvas pueden presentar ciertas diferencias, tal como ocurre al inicio de las mismas.

En este trabajo se propone una ley lineal para la curva unitaria de las arenas dentro de los rangos de aplicación, de la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = C' \varepsilon + b \quad \text{Ec. 13}$$

La verificación de la ley lineal para las curvas unitarias de las arenas constituye el objetivo principal de esta investigación, esto nos permitirá con cierta precisión el cálculo de las deformaciones unitarias axiales en función del nivel de esfuerzos aplicados y de las propiedades de compresibilidad del suelo, tal como se verá a continuación.

$$\varepsilon = \frac{1}{C'} \left[\frac{\sigma_1}{\sigma_3} - b \right] \quad \text{Ec. 14}$$

El valor de C' dependerá fundamentalmente del tipo de arena y su compacidad, de las características mecánicas de la misma y del esfuerzo de confinamiento σ_3 . Para ciertos niveles de esfuerzos podría considerarse que C' estará poco influenciado por σ_3 y entonces podría asumirse un valor constante ajustado tal que se cometa un mínimo error; de esta forma la curva unitaria de la arena sería única y no una familia de curvas que dependen de σ_3 (esto será estudiado en el capítulo IV).

La ley que se propone en la ecuación 13 puede ser considerada una ley multilínea en la cual para cada valor de σ_3 la curva unitaria respectiva se presenta por una línea recta y básicamente podría ser aplicado dentro de segmentos lineales de la relación esfuerzo-deformación cuya pendiente será el módulo E_c de la ecuación 3:

Si $\sigma_1 = E_c \varepsilon + I$, entonces

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{E_c}{\sigma_3} \varepsilon + \frac{I}{\sigma_3}, \quad \text{es decir:}$$

$$C' = \frac{E_c}{\sigma_3} \quad \text{y} \quad b = \frac{I}{\sigma_3}$$

Pero el valor de E_c también de σ_3 y según la ecuación 3 se obtiene:

$$C' = \frac{E + C\sigma_3}{\sigma_3} \quad \text{Ec. 15}$$

Aplicando el teorema del Valor Medio a la ecuación 15 se obtiene un valor promedio de C' entre rangos preestablecidos del esfuerzo de confinamiento:

$$\bar{C}' = \frac{1}{\sigma_{3max} - \sigma_{3min}} \int_{\sigma_{3min}}^{\sigma_{3max}} \left(\frac{E + C\sigma_3}{\sigma_3} \right) d\sigma_3, \text{ desarrollando se obtiene:}$$

$$\bar{C}' = E \frac{\ln\left(\frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{3min}}\right)}{\sigma_{3max} - \sigma_{3min}} + C \quad \text{Ec. 16}$$

haciendo $A = \frac{\ln\left(\frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{3min}}\right)}{\sigma_{3max} - \sigma_{3min}}$ la ecuación 16 se transforma así:

$$C' = A.E + C \quad \text{Ec. 17}$$

En la figura II.8 se presenta un análisis gráfico de la sensibilidad del parámetro A de la ecuación 16 respecto a σ_{3max} y σ_{3min} .

En forma general la ecuación 13 puede ser transformada como sigue:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \left[\frac{E}{\sigma_3} + C \right] \varepsilon + \frac{I}{\sigma_3} \quad \text{Ec. 18}$$

II.2.2.1 Definición de Parámetros

Parámetro C: Es la rata de incremento del módulo confinado E_c con el esfuerzo de confinamiento σ_3 (Ecuación 3).

Conocidos dos puntos de la gráfica, el valor de C se obtiene de la siguiente manera:

$$C = \frac{Ec_2 - Ec_1}{\sigma_{3_2} - \sigma_{3_1}}$$

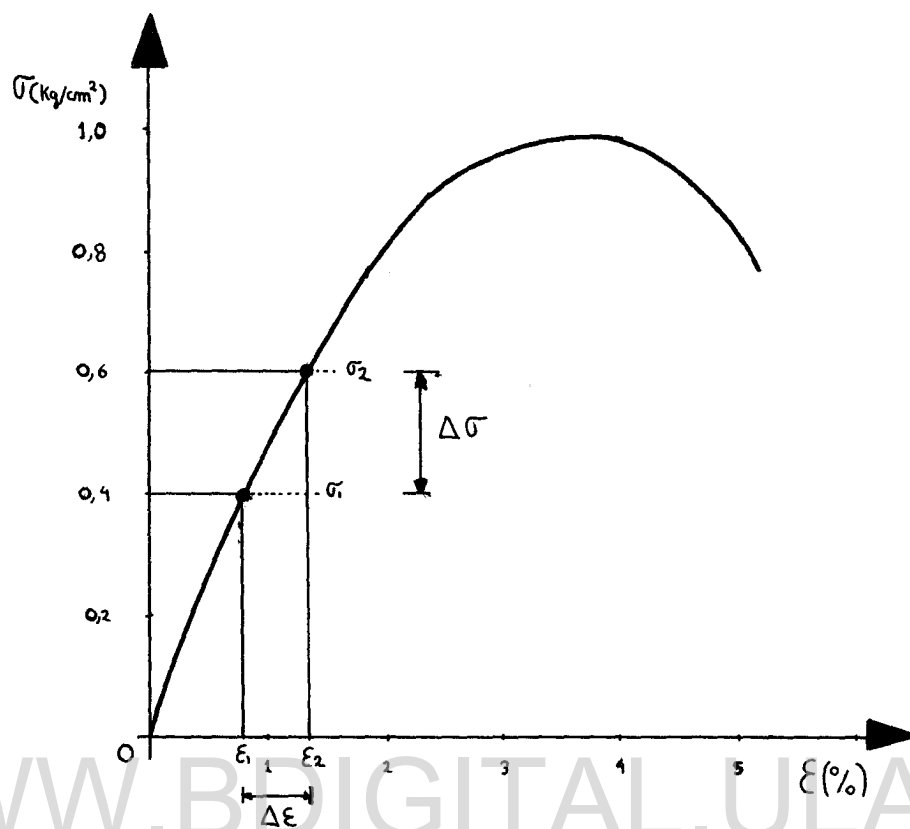
Parámetro C': Representa la rata de incremento de la relación de esfuerzos σ_1/σ_3 con la deformación unitaria axial ε .

El cálculo de este parámetro puede ser hecho según la ecuación 15 o directamente de la gráfica $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \sim \varepsilon$, tal como se indicó para el parámetro C.

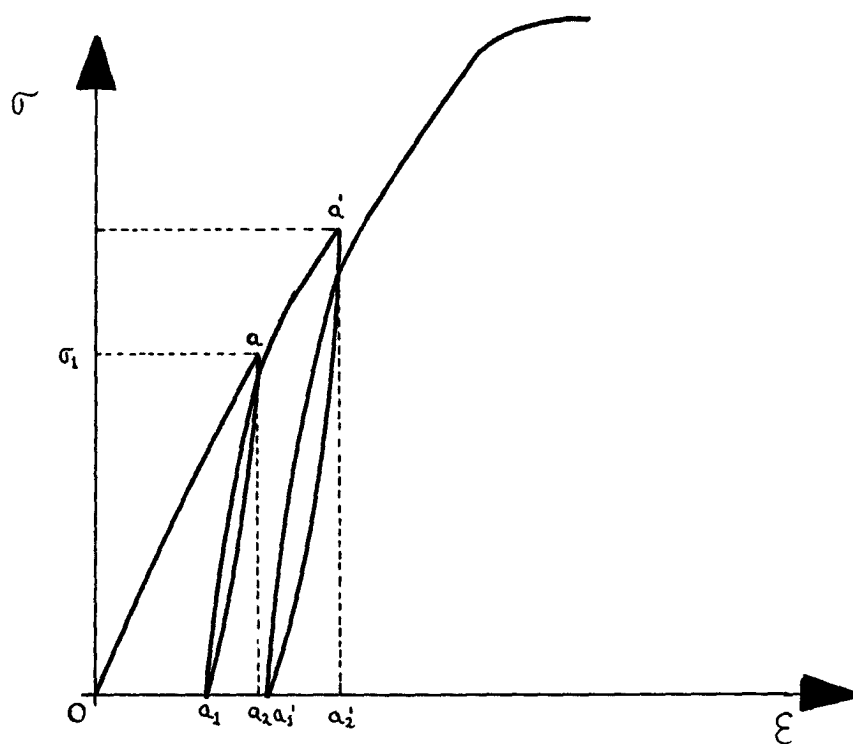
La obtención de estos parámetros, así como el módulo de elasticidad E será hecho en este trabajo a través de correlación por mínimos cuadrados para verificar la bondad de las ecuaciones planteadas (ecuación 3 y ecuación 13).

Parámetro I: Es el intercepto en el origen $\varepsilon = 0$ de la prolongación del segmento lineal en estudio. Para materiales lineales, el valor de I será igual a σ_3 , obteniéndose que el valor de “ b ” de la ecuación 13 es igual a uno ($b = 1$).

Si las ecuaciones son presentadas en forma incremental, todos los parámetros mantendrán el mismo significado, pero el valor de I representará el esfuerzo axial σ_1 a partir del cual es aplicable la ley lineal, ya que un análisis incremental consiste en la traslación del origen de coordenadas al punto inicial del incremento. En este caso el parámetro b no tiene importancia.



a. Compresión pura



b. Con carga y descarga

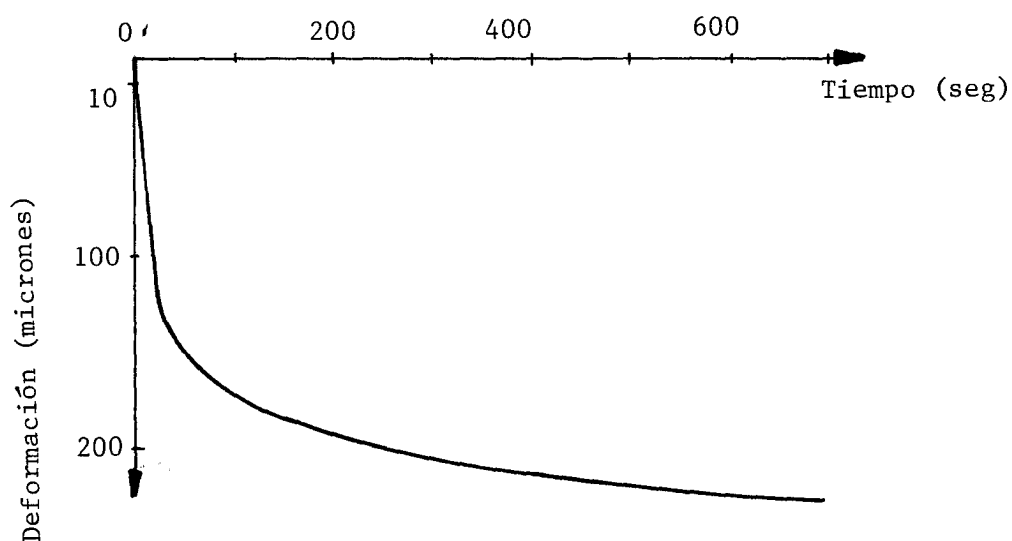


Fig. II.2 Fenómeno de fluencia en suelos

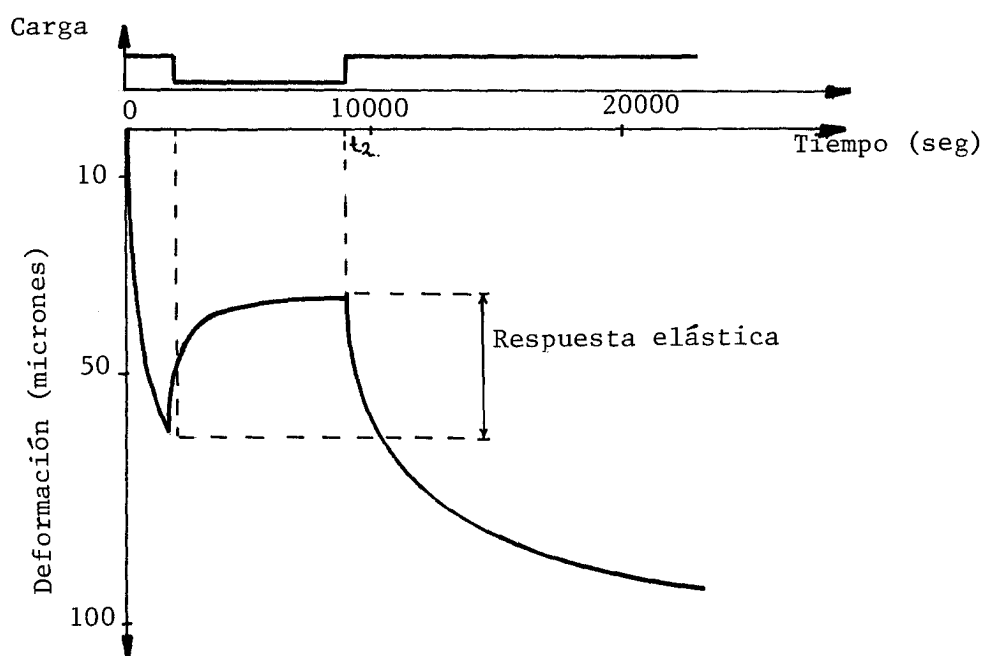


Fig. II,3 Fenómeno de fluencia ensuelos con cargas y descargas

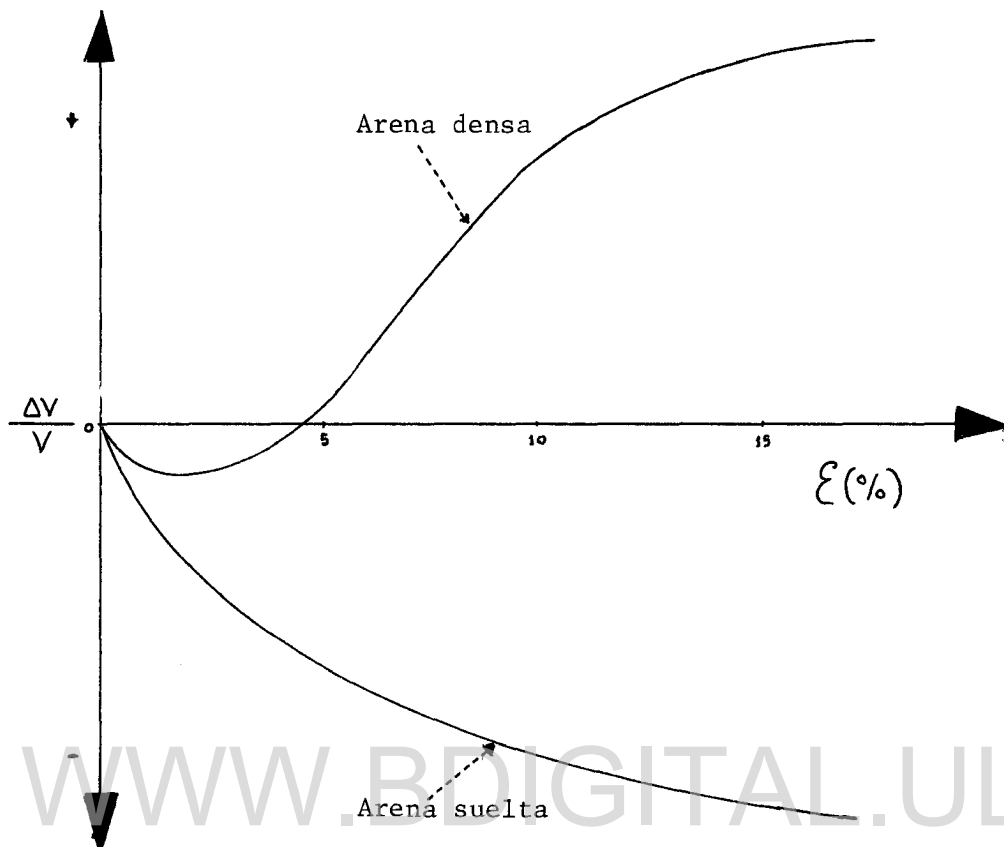


Fig. II.4. Influencia de la densidad sobre los cambios volumétricos en la segunda etapa del ensayo triaxial drenado.

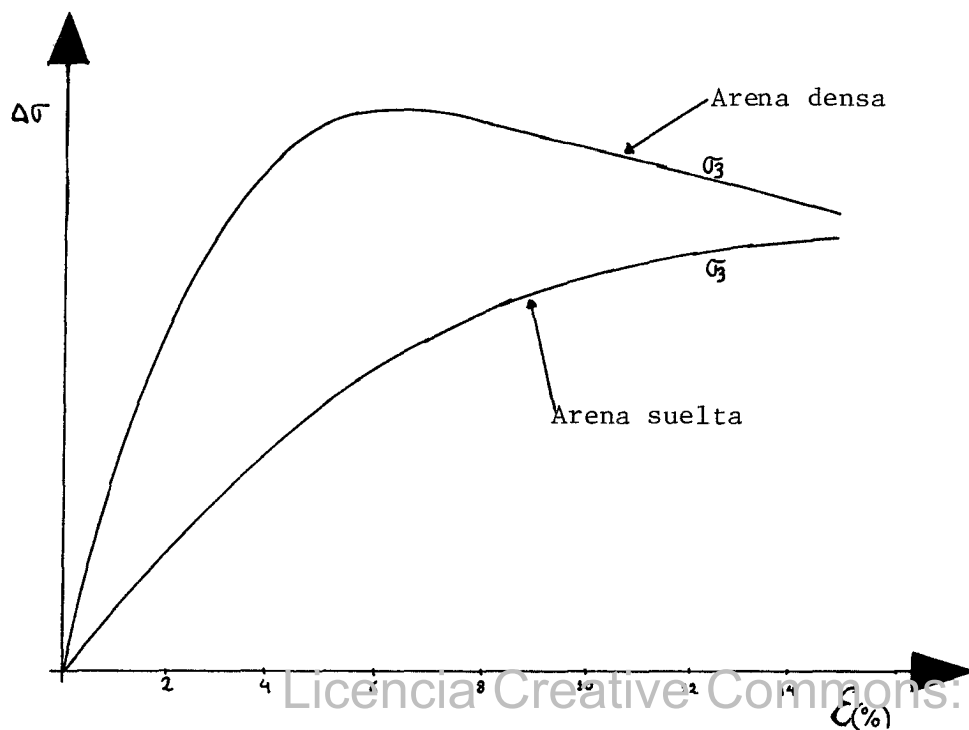


Fig. II.5. Esfuerzo desviador vs deformación unitaria (Ensayo drenado)

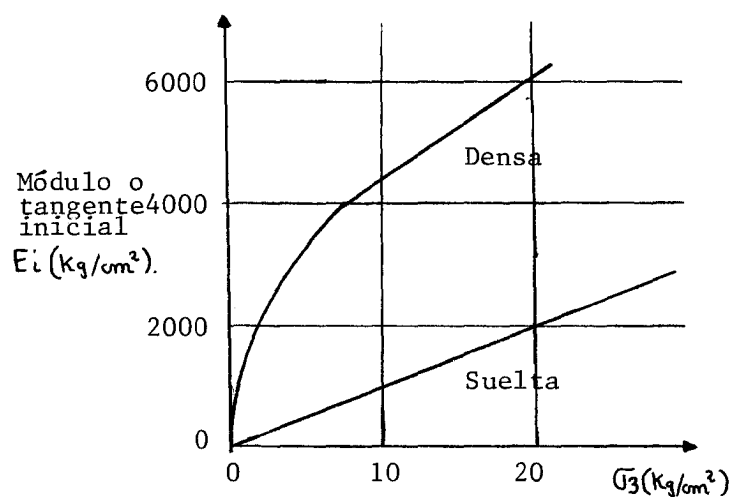


Fig. II.6. Influencia del confinamiento en arenas, según A. Scheidig (Terzaghi 1982)

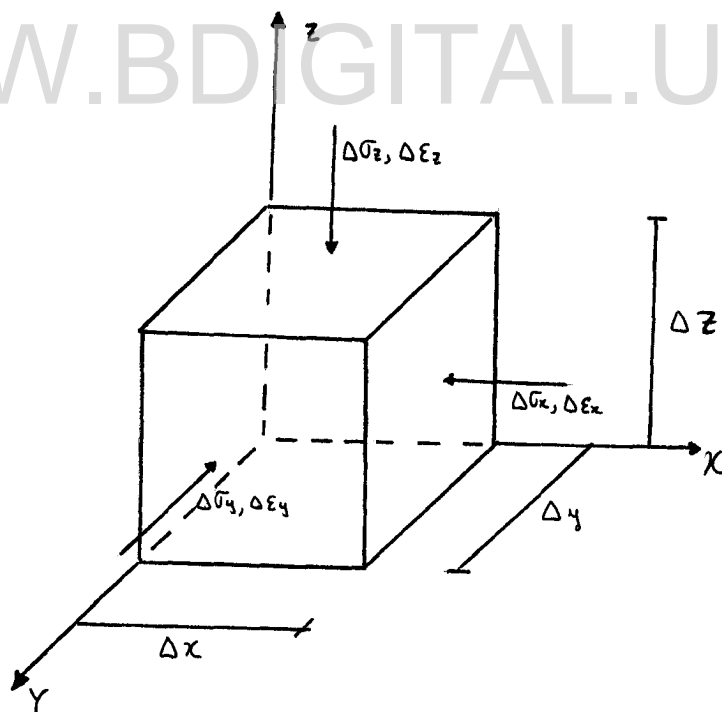
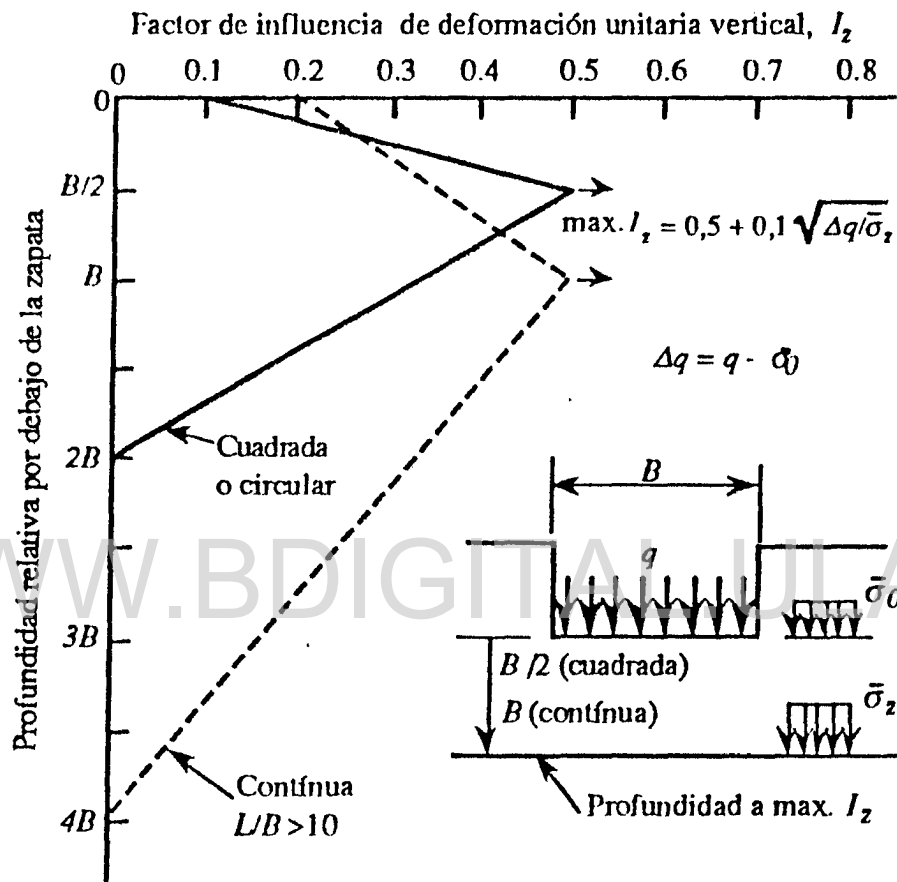


Fig. II.7. Esfuerzos y deformaciones en un elemento diferencial de volumen



CAPITULO III. DESARROLLO EXPERIMENTAL

III.1. CLASIFICACION DE LOS MATERIALES UTILIZADOS

III.1.1. Identificación de las Muestras de Suelo

La clasificación de los suelos, debe estar acompañada de una amplia y correcta información cualitativa, esto servirá de orientación en relación al comportamiento que pueda esperarse del espécimen representativo que se haya obtenido.

Una identificación adecuada contendrá información de campo basada en los agentes generadores, origen y componentes del suelo acompañada de la definición y ubicación dentro del ambiente geológico en que éste se encuentre así como del tipo de depósito que conforme dicho suelo, bien sea residual o transportado; además, una descripción del material substraído del

depósito, será muy importante para conformar en conjunto a la información de campo, una correcta y adecuada identificación del suelo en estudio.

Para la identificación del subsuelo, en este trabajo fueron considerados los siguientes aspectos:

- Agente generador
- Ambiente geológico
- Tipo de depósito
- Colores principales
- Apariencia
- Textura
- Presencia de materia orgánica
- Composición
- Granulometría y forma de los granos

III.1.2. Características Índices

La clasificación de los suelos está basada en procedimientos adecuados para ubicar los mismos en varios grandes grupos en función del tamaño de sus granos y su plasticidad. Sin embargo, cada grupo incluye suelos con una gran variedad de características y propiedades.

Las características índices, sirven para diferenciar distintos tipos de suelos dentro de una misma categoría. Estas dependerán principalmente, de la naturaleza de las componentes del suelo, así como de los agentes exógenos que éste ha soportado a través del tiempo.

Las principales características índices consideradas en este trabajo son:

- Relación de vacíos natural “e”
- Relación de vacíos máxima “ e_{max} ”
- Relación de vacíos mínima “ e_{min} ”
- Densidad relativa D_r (%)
- Grado de saturación S (%)
- Gravedad específica G_s
- Peso específico seco y natural γ_d ; γ_m

- Granulometría
- Contenido de humedad (w%)

Todos los ensayos pertinentes fueron realizados en laboratorio, siguiendo las instrucciones dadas por las normas AASHTO y ASTM. Fueron utilizadas cinco arenas distintas, cuyos datos se presentan en el Apéndice B Estudios de Laboratorio.

Adicional a esto se aprovechan algunos resultados obtenidos por el Prof. Casteletti (Casteletti 1978).

III.2. ENSAYO EDOMETRICO

Se realiza colocando la muestra de suelo dentro de un anillo muy rígido, como lo indica la Figura III.1, y cargándola uniformemente mediante un pequeño plato que uniformiza la carga; con un extensómetro son medidas las deformaciones que experimenta el suelo.

En vista que en estos ensayos el espesor de la muestra es pequeña (generalmente 19 mm), mediante un sistema sencillo de compactación por capas y apisonado, es fácil obtener la densidad requerida para la prueba.

A continuación se describen los aspectos más importantes cubiertos con este ensayo.

III.2.1. Equipo Utilizado

- 1) Consolidómetro o equipo edométrico
- 2) Extensómetros para medir deformaciones verticales con apreciación de 0,01 mm.
- 3) Pesas para transmitir la carga axialmente a través de un sistema de brazo de palanca.
- 4) Vernier. Cronómetro. Niveles
- 5) Balanza. Horno. Espátulas. Pisón. Recipientes.

El consolidómetro usado en esta investigación acepta muestras de 5 cm de diámetro por 19 mm de altura en su estado inicial; además posee un sistema de brazo de palanca con un factor de conversión de uno a diez ($1 \sim 10$).

III.2.2. Preparación de la Muestra

Las muestras utilizadas en los ensayos edométricos fueron en todo caso colocadas dentro del anillo rígido, mediante un sistema de apisonado. Se

podría estandarizar un procedimiento de apisonado basado en el concepto de energía de compactación; sin embargo, el objetivo en esta investigación es obtener en la muestra la relación de vacíos natural para poder realizar un análisis representativo de la compresibilidad; por esta razón, se usó un método empírico dependiendo del número de capas, del número de golpes por capa y de las dimensiones y peso del pisón así como la presión de contacto pisón-suelo.

La colocación de la muestra se hizo en estado seco y con un pisón único para todos los ensayos, trabajando también con una presión de contacto uniforme; de esta manera, jugando con el número de capas y el número de golpes por capa, se obtuvieron las densidades requeridas para los ensayos en forma muy rápida y sencilla.

Se debe verificar que la muestra esté perfectamente enraizada en su parte superior, según el anillo rígido; de esta manera se garantiza que la altura de la muestra sea uniforme, así como también la transmisión de carga, desde el principio del ensayo.

III.2.3. Procedimiento Seguido

1. Una vez preparada la muestra, deben ser conocidas sus dimensiones y peso. Se termina de armar la base edométrica donde la muestra fue preparada para proceder a su saturación. Se coloca la base edométrica en la máquina de consolidación, este debe ser nivelada de tal forma que se garantice axialización de la carga sobre la muestra y procurando evitar contactos indeseados que impliquen una posible disipación parcial por fricción de la carga a transmitir al suelo.
2. Se coloca la pesa que transmita el estado inicial de carga sobre el suelo.
Se permite la consolidación bajo este estado inicial de carga (CI).
3. Se fija la lectura inicial en el extensómetro de deformación vertical (L_i).
4. Se coloca la pesa que implica un incremento de carga ΔC ó $\Delta \sigma_z = \Delta C / \text{Area}$.
5. Se deja pasar el tiempo necesario para que la muestra se consolide bajo el incremento $\Delta \sigma_z$, lo cual se corresponde con el momento en que la aguja del extensómetro ya no presenta movimiento. Permitiéndose que se produzca la deformación elasto-visco-plástica correspondiente.
6. Se toma la lectura del extensómetro final (L) correspondiente al incremento $\Delta \sigma_z$.

7. Se repiten los pasos (4), (5) y (6) de tal forma que el radio de carga $R = \Delta\sigma_z/\sigma_z$ sea uno o un valor cercano. σ_z es el valor del esfuerzo axial antes de colocar el incremento de carga $\Delta\sigma_z$.
8. Una vez que se llegue al valor máximo de σ_z a aplicar en el ensayo, se procede a la remoción de cargas para la extracción de la muestra de la base edométrica y poder realizar la limpieza del equipo.

Todo lo pertinente a los cálculos necesarios en la prueba de compresión edométrica se consigna en el apéndice A.^B

III.3. ENSAYOS DE COMPRESION TRIAXIAL

La mejor caracterización que se pueda realizar sobre las relaciones esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos está basada en el análisis de ensayos triaxiales sobre los mismos.

El ensayo triaxial consiste en la colocación de una muestra cilíndrica de suelo dentro de una cámara a través de la cual se le aplica un estado de esfuerzos isotrópico y posteriormente se carga ésta en el sentido axial; mediante un extensómetro se miden las deformaciones axiales que experimente el espécimen.

En un ensayo triaxial se conocen el estado de esfuerzos aplicados representado por un tensor de esfuerzos principales en el cual los esfuerzos principales intermedio y menor son iguales (considerando la compresión con signo positivo) y se procesan los cambios volumétricos y las deformaciones axiales experimentadas por la muestra al incrementar o variar dicho tensor de esfuerzos.

En suelos con altos grados de saturación se debe procesar también la presión neutral que tenga en el momento de realizar las mediciones.

En los ensayos triaxiales se puede permitir o impedir el drenaje libre del agua gravitacional del suelo y se puede variar o mantener constante la presión de cámara durante el ensayo.

A los ensayos en los cuales se permite el drenaje y cambio volumétrico de la muestra se les llama ensayos drenados.

En adelante, serán llamados ensayo tipo 1, aquellos que se realicen manteniendo la presión de cámara constante y ensayo tipo 2, en los cuales ésta sea variable.

III.3.1. Equipo Utilizado

1. Cámara triaxial con salidas de su base para medir presión hidráulica, para drenado y medición de cambios volumétricos y cabezal.

La cámara triaxial usada en esta investigación permite el uso de muestras de 5 cm de diámetro con altura variable. Posee tres salidas comunicadas al interior de la muestra: Dos comunicadas por la parte inferior (S_1 y S_2) y una por la parte superior (S_3); y posee una salida que permite el llenado de la cámara y la medición de la presión interna de la misma (S_4) (Figura III.2.)

En la parte superior de la cámara se encuentra un pistón móvil que permitirá la transmisión de la carga axial a la muestra, a través del cabezal.

2. Máquina de compresión.
3. Anillo calibrado para medición del incremento de carga axial ΔP .

El anillo de carga usado en esta investigación permite un incremento de carga máximo de 1000 kg. La curva de calibración obtenida y el análisis del factor de calibración del mismo (F_c), se muestra en la Figura III.3.

4. Tanques de agua para llenado de cámara y para sistema de saturación y succión.
5. Sistema de aplicación de carga confinante.
6. Sistema de medición de presión hidráulica.

El sistema de aplicación y medición de presión de cámara usado, permite una presión confinante máxima de 12 kg/cm^2 . Su descripción y modo de operación se presenta en el apéndice D.

7. Extensómetro para medir deformaciones verticales con apreciación de 0,01 mm.
8. Mesa vibratoria de frecuencia y amplitud de vibración variable.
9. Sistema de pesas y plato rígido para la aplicación de sobrecarga en el proceso de compactación por vibrado.
10. Cuchara partida o muestreador de las dimensiones requeridas por la muestra.
11. Membrana de hule de 2" de diámetro.
12. Juegos de O-ring y piedras porosas de las dimensiones apropiadas.
13. Cronómetro, Vernier, Balanza, llaves, demás útiles y recipientes de laboratorio.

III.3.2. Preparación de la Muestra

El procedimiento de preparación de la muestra de arena debe estar basado en dos principios básicos: El primero consiste en que la muestra debe tener en la forma más uniforme en lo posible, la estructura que ésta presenta en estado natural, para hacerla representativa de las condiciones de campo. El segundo principio consiste en reproducir muestras bajo las condiciones deseadas.

Las dimensiones requeridas por las muestras para un ensayo triaxial son notablemente distintas a las requeridas para un ensayo edométrico, por esta razón, el sistema de apisonado es ineficiente para conformar muestras para el ensayo triaxial.

Mediante un proceso de vibrado con sobrecargas es posible obtener muestras para el ensayo triaxial, que cumplan en forma bastante aproximada con los dos principios básicos indicados.

La compacidad que se obtenga en la muestra dependerá del número de capas, de la sobrecarga aplicada por capas, del tiempo de vibrado por capas

y de la frecuencia y amplitud de vibración (D'Appolonia E.P. (1970); Braga M. Das (1982).

Podría estandarizarse el procedimiento basado en el concepto de energía de compactación, pero al igual que el sistema de apisonado para el ensayo edométrico, el objetivo es obtener en forma uniforme la relación de vacíos natural para poder realizar análisis representativo de compresibilidad.

Las muestras fueron conformadas en estado seco; y por razones obvias, éstas fueron preparadas directamente sobre la base de la cámara triaxial.

III.3.2.1. Procedimiento para la Conformación de la Muestra

1. Se fija la base de la cámara triaxial a la mesa vibratoria. Se debe chequear previamente que todos los conductos internos de dicha base conectados a sus respectivas salidas, estén debidamente descongestionados y limpios, permitiendo el paso de aire a presión a través de éstos.
2. Se coloca una piedra porosa sobre el pedestal de la base, sobre la cual estará ubicada la muestra. En la parte inferior del pedestal existe una

ranura la cual permite mantener un O-ring ensanchado, debe verificarse que éste esté ubicado allí. Luego se coloca una membrana de hule cubriendo el pedestal y se levanta el O-ring de tal forma que éste presione la membrana para impedir el paso de agua.

3. Se arma la cuchara muestreadora alrededor de la membrana, se coloca el anillo que rigidiza el conjunto de las tres piezas que conforman dicha cuchara. Se ensancha un O-ring en la parte superior.
4. Se protege el contorno superior de la cuchara muestreadora con restos de una membrana en desuso. Sobre esta protección se dobla la membrana en la parte superior.
5. Se pesa el conjunto de bandeja más suelo seco.
6. Mediante un dispositivo se deja caer en el interior de la cuchara muestreadora una cantidad de suelo seco.

Se debe procurar que cada vez que se coloque suelo dentro del muestreador la altura de caída de partículas sea la misma, cada colocación se hace en forma secuencial imprimiendo un movimiento

circular al dispositivo; de esta forma, la colocación del suelo se hace en forma homogénea y la energía imprimida antes del vibrado es uniforme, en todo el proceso.

7. Una vez desalojada la cantidad de suelo equivalente a una capa, se coloca sobre ésta el sistema de plato rígido con el número de pesas requerido.
8. Se ajusta la frecuencia de vibración en la mesa y se activa ésta junto con el cronómetro. Al pasar el tiempo necesario se detiene el efecto vibratorio y el cronómetro.
9. Se repiten los pasos (6), (7) y (8) hasta conformar las capas restantes, antes de compactar una nueva capa, se escarifica ligeramente la parte superior de la capa subyacente.
10. Con un vernier, se mide la distancia entre el tope de la muestra y la parte superior del muestreador.
11. Se pesa el conjunto bandeja más suelo seco. Ahora, por diferencia de pesos y con las dimensiones de la muestra se puede calcular la densidad seca de ésta.

Nota: Ver tabla IV.2, del capítulo IV.

12. Se coloca sobre la muestra una piedra porosa. Sobre la piedra porosa se coloca el cabezal rígido. Se estira la membrana sobre el cabezal y se sube el O-ring para comprimir ésta sobre el mismo. Ahora, se puede retirar el resto de membrana que sirvió de protección.

A partir del paso (11) se puede considerar que la muestra está completamente preparada; sin embargo, el ensayo se puede realizar una vez que se haya retirado el muestreador y la muestra esté perfectamente instalada dentro de la cámara triaxial.

Un inconveniente notable se presentará en el momento de retirar el muestreador ya que la muestra requiere de éste para mantener su forma cilíndrica y no embarrilarse dentro de la membrana. Este inconveniente será soldado a través de un proceso de succión a la membrana, tal que ésta aplique sobre el suelo el confinamiento suficiente para mantener su forma.

III.3.2.2. Procedimiento de Preparación de la Muestra para el Ensayo

1. Se instala la manguera que conecta el cabezal con el saliente S_3 , de la base de la cámara (ver figura III.2).
2. Se conecta el tanque del sistema saturación-succión, al saliente S_1 .
3. Se abren las válvulas de los salientes S_1 y S_3 , manteniendo cerrado a S_2 ; de esta manera, si el tanque está elevado respecto a la muestra, se inicia un proceso de saturación de la misma cuando el agua entre a la muestra por la parte inferior y va ascendiendo por la misma hasta salir por S_3 , según el paso (1). El sistema puede servir de permeámetro de carga constante.
4. Cuando se establece un flujo constante a través de S_3 se puede considerar que la muestra está saturada. Se hace descender el tanque tal que la dirección del flujo se invierta, se cierra la válvula del saliente S_3 , para establecer una succión a la membrana desde el interior de la muestra.

5. Se sustrae el muestreador.
6. Se cierra la cámara triaxial haciendo que el pistón encaje perfectamente sobre el cabezal. El pistón debe ser engrasado debidamente para evitar fricción en su movimiento e impedir pérdida de presión.
7. Se conecta el tanque de llenado a S_4 y se permite el flujo al interior de la cámara. En la parte superior de la cámara se encuentra una pequeña válvula que permite el contacto al exterior al estar abierta. Se abre esta válvula para permitir el llenado de la cámara por desalojo de aire.
8. Se cierra la válvula del saliente S_4 y la válvula superior de la cámara. Se desconecta el tanque de llenado, de S_4 .
9. Se conecta el sistema de aplicación de presión de cámara a S_4 y se imprime una muy pequeña presión al agua de la cámara ($\sigma_3 \approx 0,05 \text{ kg/cm}^2$).

10. Mediante la válvula superior de la cámara y el sistema de aplicación de presión interna, se realiza la purga de aire, eliminando las burbujas del interior de la cámara.
11. Se satura la muestra tal como se indicó en el paso (3) y luego se cierra la válvula de S_1 . Después de este paso las únicas válvulas abiertas deben ser las de S_3 y S_4 y la muestra está preparada para la realización del ensayo. Si se desea realizar un ensayo drenado, la válvula de S_3 deberá permanecer abierta.

Es recomendable que este procedimiento se realice con la base de la cámara ya instalada en la máquina de compresión.

Las piedras porosas del pedestal y cabezal deben ser hervidas en agua para expulsar el aire atrapado. El agua usada para saturación y el llenado de la cámara es generalmente agua destilada y desaireada.

III.3.3. Procedimiento Seguido en el Ensayo de Compresión Triaxial Drenado

En este trabajo todos los ensayos triaxiales realizados fueron drenados. La gran mayoría de éstos fueron manteniendo la presión de cámara constante (ensayo tipo 1). También se realizaron algunos ensayos variando la presión confinante (ensayo tipo 2).

III.3.3.1. Ensayo Tipo 1

1. Se instala el anillo de carga en la máquina de compresión y se fija la parte superior del pistón de la cámara a éste, tal que las fuerzas axiales que el pistón le transmita a la muestra sean medidas por el dinamómetro.
2. Se instala el extensómetro para medir deformaciones axiales de la muestra y se anota la lectura inicial del mismo (L_i).
3. Verificando que solamente las válvulas de S_3 y S_4 estén abiertas, mediante el equipo de aplicación de presión de cámara se procede a aplicar el confinamiento requerido para el ensayo (σ_3).

La aplicación de σ_3 no se hace inmediatamente sino en forma lenta y gradual para no transmitir exceso de presión neutral que pueda alterar la estructura de la muestra.

Conjuntamente con la aplicación de σ_3 , en el saliente S_3 se va captando la cantidad de agua expulsada por la muestra.

Este paso culmina cuando se halla dejado pasar el tiempo suficiente para disipar excesos de presión neutral sobre la hidrostática y no se produzca más cambio volumétrico. Es decir, este paso marca el fin de la primera etapa del ensayo en la cual se consolida la muestra bajo σ_3

4. Se mide la cantidad de agua expulsada por la muestra a través de S_3 , la cual representará el cambio volumétrico experimentado por la misma.
5. Se anota la lectura que presenta el extensómetro. Con los datos de los pasos (4) y (5) se pueden estimar las nuevas dimensiones de la muestra.

6. Se ajusta la lectura del dinamómetro en cero, pero sin cambiar el estado de esfuerzos sobre el suelo. Después de este paso se puede iniciar la segunda etapa del ensayo.
7. Se incrementa el esfuerzo axial en $\Delta\sigma$, activando manualmente la máquina de compresión. Debe procurarse que el valor de $\Delta\sigma$ no sea un valor muy elevado, para obtener curvas lo suficientemente discretizadas y no alterar la estructura del suelo.

Se debe dejar pasar el tiempo suficiente para que el suelo se consolide bajo el incremento $\Delta\sigma$ y tener la certeza de estar aplicando esfuerzos efectivos. En este tiempo se debe manipular la máquina de compresión en forma permanente, para mantener la aguja del dinamómetro en la posición deseada, debido a que ésta se estará moviendo al producirse el fenómeno de relajamiento.

8. Se toma la lectura del extensómetro.
9. Se repiten los pasos (7) y (8) hasta lograr obtener los puntos deseados por el ensayo.

10. Se mide la cantidad de agua desalojada en esta segunda etapa.

En algunos casos, cuando la estructura de la muestra no se ha alterado, se puede aprovechar la misma briqueta para repetir todo el proceso con un nuevo valor σ_3 a partir del paso (3).

III.3.3.2. Ensayo Tipo 2

Para realizar este ensayo todos los esfuerzos a aplicar deben estar perfectamente programados, ya que el objetivo de este ensayo es aplicar incrementos simultáneos de σ_1 y σ_3 , tal que la relación de estos esfuerzos $K = \sigma_3/\sigma_1$ sea constante durante el mismo.

Se tiene que $K = \frac{\Delta\sigma + \sigma_3}{\sigma_3}$, se fija previamente los valores de σ_3 y se despejan

los valores de $\Delta\sigma$ según el valor de K a usar en el ensayo; estos valores de $\Delta\sigma$ dependerán de la lectura del dinamómetro y del área promedio de la muestra. Una vez programados los esfuerzos los pasos a seguir son los siguientes:

1. Se repiten los pasos (1) y (2) del ensayo tipo 1
2. Con las válvulas de los salientes S_3 y S_4 abiertas se procede a la aplicación de esfuerzos:

Mediante el equipo de aplicación de presión de cámara se lleva ésta a el valor de σ_{31} como se indicó en el paso (3) del ensayo tipo 1.

Mediante la máquina de compresión se aplica el valor de $\Delta\sigma_1$ como se indicó en el paso (7) del ensayo tipo 1.

Este proceso debe ser hecho en forma simultánea y perfectamente sincronizada para garantizar resultados representativos.

3. Se toma la lectura del extensómetro.
4. Al igual que en los pasos (2) y (3), se van conformando los puntos deseados para el ensayo.
5. Se mide la cantidad de agua desalojada.

En estos ensayos, uno de los aspectos de mayor cuidado es lograr una buena sincronización y la disipación de la presión de poros con la finalidad de trabajar con esfuerzos efectivos en todo momento de la prueba.

Todo lo relativo a los cálculos necesarios en las pruebas de compresión triaxial de los tipos realizados se presentan en el Apéndice B.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

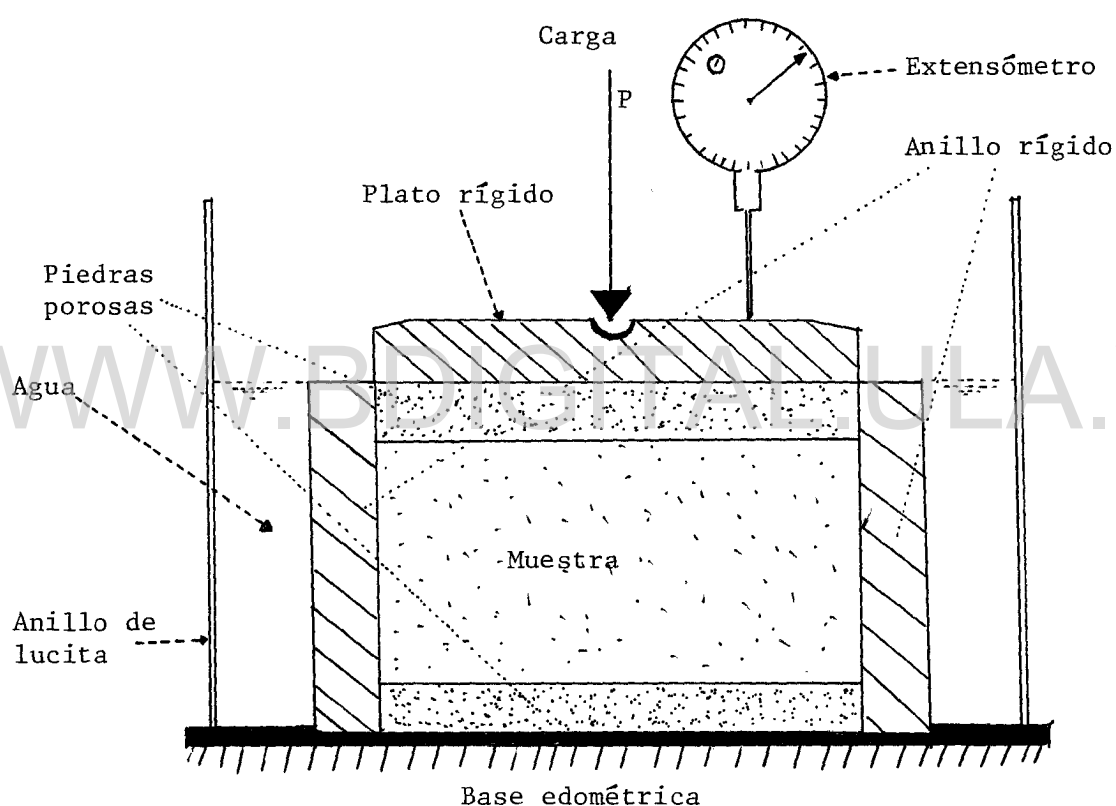


Fig. III.1. Esquema para el ensayo edométrico

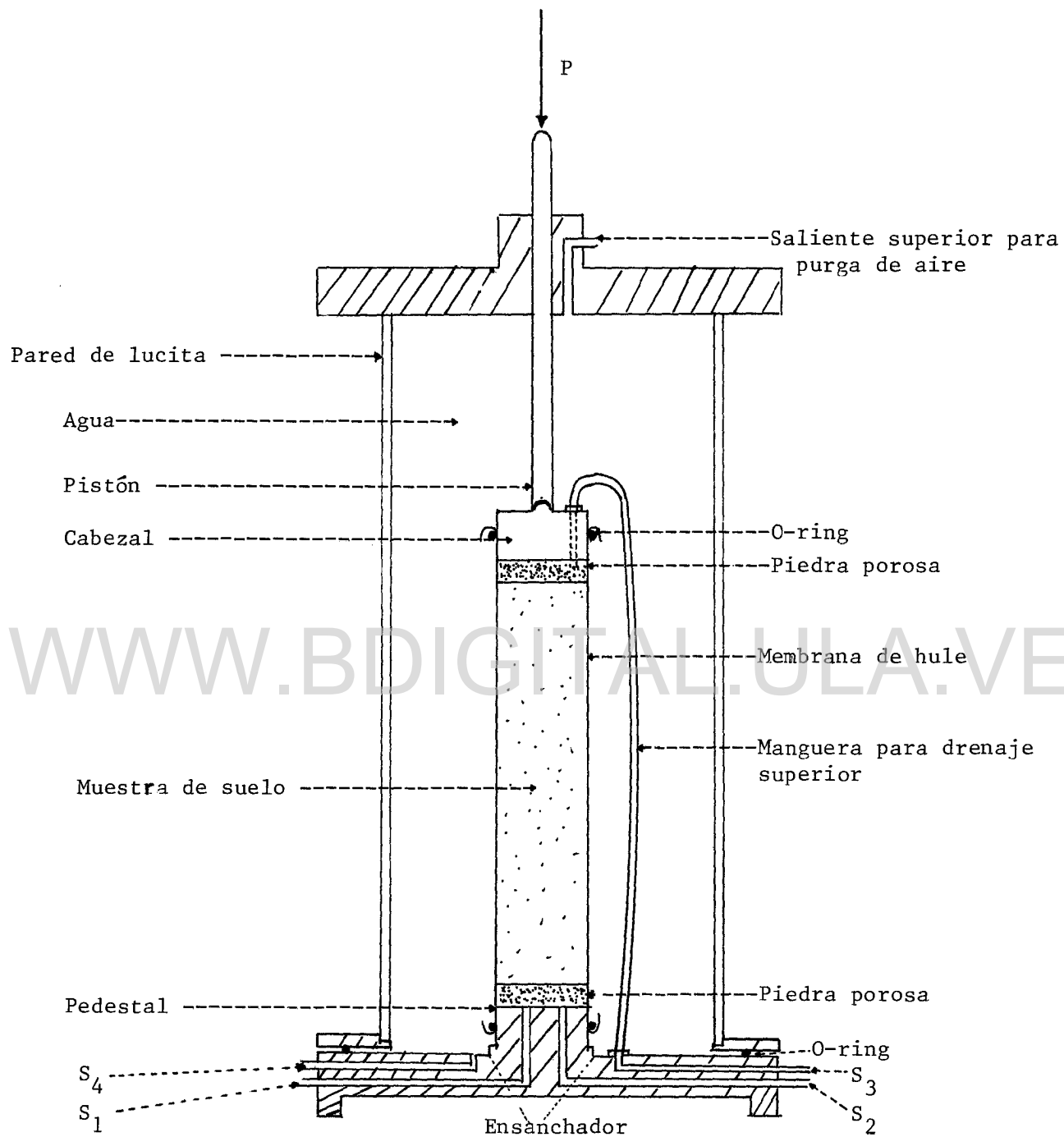


Fig. III.4 Cámara de compresión triaxial: Esquema de funcionamiento

CAPITULO IV. INTERPRETACION DE RESULTADOS

IV.1. OBTENCION DE RESULTADOS

En el capítulo anterior fueron indicados los procedimientos a seguir en el laboratorio para la realización de los tres tipos de ensayos de interés en esta tesis; dichos procedimientos se presentaron como un programa experimental con un grupo de pasos y una secuencia lógica a seguir. A través de esos programas experimentales se define la información que permite la obtención de los resultados.

Entonces, el primer paso para la obtención de resultados es la implementación de los procedimientos explicados en el capítulo anterior; la consecuente información experimental es usada para continuar con un segundo paso, que consiste en el cálculo de las variables representativas del fenómeno en estudio, tales como esfuerzos axiales σ_1 o σ_z y deformaciones unitarias axiales ε . El resultado de estos dos primeros pasos

se presenta en forma tabulada de tal forma que sea de fácil ubicación y de fácil manipulación en conjunto.

El tercer paso consiste en hacer una representación gráfica de los resultados obtenidos en los pasos 1 y 2. Posteriormente, como cuarto paso, se realiza una manipulación adecuada (gráfica y/o analítica, así como intuitiva) del conjunto de resultados, en busca de lograr los objetivos del trabajo.

La sumatoria de los cuatro pasos anteriores y su aplicación reiterativa, proporcionará la base suficiente para una adecuada interpretación que conllevará a lograr los objetivos finales planteados.

En el apéndice B “Estudios Experimentales”, se presenta la clasificación de los materiales ensayados, luego se habla de cada uno de los ensayos realizados y finalmente se da una explicación de las tablas de datos y los cálculos necesarios en cada uno de los tipos de ensayos. Es decir, se indican los procedimientos para concretar los pasos 1 y 2.

El resultado final de la aplicación de los pasos 1, 2 y 3 está reunido en el Apéndice C “Tablas y Gráficos”. Allí se pueden encontrar las tablas y los gráficos de los 58 ensayos realizados.

El paso 4 se concreta en el Apéndice A “Resultados Experimentales”. En dicho apéndice se presentan los resultados así como las tablas y gráficas complementarias inherentes a su interpretación.

En la Tabla IV.1 se especifica la distribución de ensayos efectuados.

Tabla IV.1. Distribución de Ensayos Realizados

Material	Ensayos de Compresión Triaxial		Ensayos Edométricos
	Tipo 1	Tipo 2	
A1	20	4	4
A2	06	-	2
A3	05	-	-
A4	04	-	-
A5	04	-	-
L	07	-	-

IV.2. INTERPRETACION DE RESULTADOS

Los siguientes aspectos son observados de los resultados obtenidos:

1. Al final del Apéndice A, en la Tabla A.4, se reseñan algunos de los resultados obtenidos mediante el proceso de compactación con el sistema de vibrado descrito en el capítulo III. Cabe destacar que los resultados presentados en dicha tabla fueron obtenidos con la arena (A1).

El patrón presentado en dicha tabla fue repetitivo en todos los experimentos realizados en esta tesis y en general podemos hablar de una desviación estándar $s = 0,02 \text{ (gr/cm}^3\text{)}$, lo cual permite constatar un alto grado de confiabilidad en dicho sistema de compactación, para poder conformar distintas muestras de arena con características similares, y según lo discutido en capítulos anteriores, se puede lograr en laboratorio la obtención de muestras representativas de arena.

2. En el Apéndice A, parágrafo A.1, se presenta el análisis gráfico de la relación σ_1/σ_3 vs ε . En dichas curvas (curvas unitarias), se observa al menos un tramo recto bien definido representando la relación entre σ_1/σ_3 vs ε dentro de límites de aplicación suficientemente aceptables en la ingeniería práctica.

Esta característica se verifica para diferentes materiales y con distintos grados de confinamiento. De esta manera, por observación del

comportamiento manifestado se deduce la expresión lineal enunciada en el capítulo II (Ec. 13).

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = C' \varepsilon + b$$

3. Se observan además algunos materiales de comportamiento no lineal, los cuales pueden ser adaptados con altísimos grados de correlación a un comportamiento bilineal. Estos materiales presentan un primer tramo recto definido hasta un valor de $\sigma_1/\sigma_3 = sf$, considerablemente pequeño, generalmente un valor cercano a $sf = 1,25$, para el cual se han generado esfuerzos desviatorios posiblemente menores a los ya presentes en el suelo en el estado natural.

En base a lo anterior se puede decir que el segundo tramo recto definido a partir de sf es el que interesa analizar con mayor detalle y es al cual se pretende verificar las hipótesis planteadas en este trabajo.

El comportamiento bilineal se produjo en los materiales (A2); (A4) y (A5) observándose que la presencia de elementos de estructura laminada, tal como la mica o la arcilla, produce dicho efecto sobre las arenas.

4. En el párrafo A.2 del Apéndice A, se encuentran tabulados y graficados los parámetros característicos y sus correlaciones. De toda la información que aparece en estas tablas (Tablas A.2 hasta A.7), nos interesa la correspondiente a los siguientes parámetros:

4.1. Parámetro E_c . En cada uno de los materiales analizados se observa que el valor del parámetro E_c aumenta con el valor del esfuerzo de confinamiento σ_3 .

Como está indicado en el Capítulo II y en el Apéndice A, el parámetro E_c representa la pendiente de la resultante gráfica de la relación σ_1 vs ϵ , en escala natural. Se indica igualmente la forma de calcularlo, al igual que se hace para el resto de los parámetros.

En consecuencia, como era de esperarse, el material se comporta más rígidamente cuando tiene un mayor esfuerzo de confinamiento.

En análisis de correlación del parámetro E_c vs σ_3 se obtiene, para todos los materiales una relación lineal en escala natural, verificándose la ecuación de comportamiento propuesta en este trabajo (ver figuras A.2; A.3; A.4 y A.5):

$$E_c = E + c\sigma_3$$

La linealidad encontrada en todos los casos produce altísimos grados de correlación. Sin embargo se debe considerar el nivel de esfuerzos usados en el análisis, ya que para valores de σ_3 muy pequeños o grandes ($\sigma_3 \leq 0,5 \text{ kg/cm}^2$ ó $\sigma_3 \geq 6 \text{ kg/cm}^2$), fue observado un comportamiento tal como se muestra en la figura IV.1.

Es decir para valores de σ_3 grandes la curva comienza a horizontalizarse y para pequeños valores de σ_3 ocurre un comportamiento estilo sinusoidal, pero no definido. Es posible, entonces que el intercepto E hallado por correlación, no se corresponda con el valor teórico de $\sigma_3 = 0$.

4.2. Parámetro C' . En los materiales ensayados, exceptuando las arenas (A4) y (A5), se observa que el parámetro C' va disminuyendo con el esfuerzo de confinamiento σ_3 .

En general, en las arenas (A1), (A2), (A3) y (A4) se verifica la expresión propuesta, en la cual el parámetro C' se relaciona con el esfuerzo de confinamiento σ_3 mediante la siguiente expresión:

$$C' = E/\sigma_3 + C \text{ (Ver figuras A7; A8; A9 y A10)}$$

El valor promedio de C' hallado en el conjunto de los ensayos de cada arena coincide extraordinariamente con el valor hallado aplicando el Teorema del Valor Medio (Ecuación 13, capítulo II), lo cual le da mayor confiabilidad a la ecuación anterior.

El que se haya logrado verificar conjuntamente las ecuaciones 13 y 15 del capítulo II, implica automáticamente la verificación de la ley multilínea en la ecuación 17 de dicho capítulo:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \left[\frac{E}{\sigma_3} + C \right] \epsilon + b$$

4.3. Parámetro E. El valor del parámetro E es función de las características de deformación y fundamentalmente del nivel de esfuerzos analizados y de la linealidad presentada por el material.

Si el material analizado se comporta linealmente, la figura IV.1 explica la influencia del nivel de esfuerzos. Como se vió en (4.1), es posible que el intercepto real sea ligeramente superior al encontrado.

En algunos materiales no lineales, en virtud que la correlación que se encuentra está dada para la segunda rama, es posible que el intercepto E no esté acorde con la definición del módulo de elasticidad ni con el intercepto E_{s0} hallado en un ensayo edométrico, ya que esto podría corresponderse con el análisis de la rama inicial. Esto ocurrió con la arena cementada (A4), en la cual se obtuvo un valor de $E < 0$; sin embargo, este valor de E es el mismo valor característico de las ecuaciones propuestas y sólo el ensayo no confinado o el ensayo edométrico permitirá definir el valor del módulo de elasticidad de dicho material.

Por otra parte en el resto de los materiales ensayados se encontraron valores del parámetro E perfectamente aceptables y dentro de los rangos esperados, sobre todo, en las arenas (A1) y (A2), a las cuales se les realizaron ensayos edométricos, encontrando una extraordinaria coincidencia entre los parámetros E y E_{s0} , comprobando la hipótesis respectiva planteada en el capítulo II (Ver ecuación 8, capítulo II).

En los materiales de consistencia natural suave se obtienen los menores valores del parámetro E y en materiales de consistencia natural rígida a muy rígida, se encuentran mayores valores de E .

4.4. Parámetro C. A medida que el valor del parámetro C es mayor, se tendrá que el incremento de rigidez del material respecto al esfuerzo de confinamiento σ_3 es mayor. Entonces, para mayores o menores valores del parámetro C se tendrá mayor o menor influencia del esfuerzo de confinamiento en la rigidez del material.

Se encontró que el máximo valor de $C = 731,32$ se correspondió con la arena (A1), siendo este el material más rígido analizado. El menor valor de C fue 209,47 correspondiente a la arena (A2), que fue el material menos rígido analizado. Observando así los otros materiales, se encontró que para materiales de consistencia natural más rígida se encontrará que la influencia del esfuerzo de confinamiento en la deformación de dicho material será mayor que en materiales de consistencia natural menos rígida.

No se logró establecer alguna tendencia o correlación del parámetro C con las características índices de los materiales y en general se observa que en materiales menos compresibles el parámetro C es más grande y para materiales más compresibles el valor de C es menor.

5. Parámetros de la rama inicial de las curvas bilineales. Fue requerido estudiar tres parámetros adicionales de interés para lograr analizar la rama inicial de las curvas unitarias bilineales (ver apéndice A parágrafo A.2).

5.1. Parámetro Sf. El valor del parámetro Sf consiste en la relación σ_1/σ_3 que implica el final de la primera rama y el inicio de la segunda. Este valor se obtiene directamente de la gráfica para cada uno de los ensayos. Se encuentra tabulado en el apéndice A, junto con los otros parámetros.

Se observa que es un valor pequeño (entre 1,20 y 1,30). Generalmente cercano a $Sf = 1,25$; lo que indica es que la segunda rama se inicia cuando el esfuerzo vertical ha excedido en un 25% al horizontal. Esta pequeña excedencia prácticamente ya se ha concretado sobre la arena en el estado natural.

En general no se establece un patrón de variación del parámetro Sf con el esfuerzo de confinamiento σ_3 . Aunque este valor no es absolutamente constante en todos los ensayos, prácticamente coincide en la mayoría de ellos; por esta razón, el parámetro Sf puede ser considerado una constante para el material.

5.2. Parámetro E_{ci} . El valor de este parámetro está definido por la pendiente de la relación σ_1 vs ε , en la rama inicial.

Se logró establecer una relación entre el parámetro E_{ci} y el esfuerzo de confinamiento según la siguiente expresión (ver figuras A.12; A.13 y A.14):

$$E_{ci} = a\sigma_3 + b\sigma_3 \ln \sigma_3$$

En todos los casos se observó que el valor de E_{ci} aumenta con σ_3 hasta llegar a un límite a partir del cual comienza a disminuir; esto se corresponde con un valor de $a > 0$; $b < 0$ y $|a| > |b|$. Para materiales de comportamiento lineal $a = b = 0$.

$$\frac{\partial E_{ci}}{\partial \sigma_3} = a + b(1 + \ln \sigma_3) = 0$$

$$t = -\frac{a}{b+1} = e^t$$

donde $t = -(a/b+1)$ que en todo caso será un valor positivo.

Los valores de t calculados están entre 0,40 y 1,60; observándose que este número es más pequeño cuando el material es más cementado.

Por lo discutido anteriormente se concluye que el esfuerzo de confinamiento a partir del cual comienza a disminuir E_{ci} es más pequeño a medida que el material es más cementado y para materiales inertes es un valor más grande.

El comportamiento para valores de σ_3 considerablemente grandes respecto al valor a partir del cual comienza a disminuir E_{ci} , no fue tratado en este trabajo.

5.3. Parámetro C'_i . Es la pendiente de la primera rama de la curva unitaria. La relación entre los parámetros C'_i y E_{ci} es la misma que existe entre C' y E_c . Entonces se obtiene la siguiente relación.

$$C'_i = a + b \ln \sigma_3$$

En consecuencia el valor C'_i varía linealmente con σ_3 en una escala semi-logarítmica (ver figuras A.15; A.16 y A.17) y además el valor C'_i disminuirá a medida que va aumentando el valor de σ_3 , tal como se observa en dichas figuras.

6. Factibilidad de usar una curva unitaria única, que no dependa del valor de σ_3 . Como ya se ha discutido, las curvas unitarias de un material

arenoso estarán definidas por un conjunto de rectas que pueden ser estimadas por la ley fenomenológica que se presenta en la ecuación 18 del capítulo II.

La representación gráfica de dicha ley estaría esquematizada por una especie de abanico que se abre a medida que se aumenta la relación de esfuerzos σ_1/σ_3 ; tal como se muestra en las figuras IV.2 y IV.3.

En las figuras IV.3; IV.4 y IV.5 se plotean en conjunto algunas curvas unitarias con las siguientes características:

En la figura IV.3 se presentan algunos ensayos junto con las curvas teóricas extremas (A1).

En la figura IV.3 se plotean algunos otros ensayos junto con la curva unitaria promedio respectiva (A1).

En la figura IV.4 se hace lo propio para los ensayos de la arena A2.

Aunque la correlación numérica entre la curva promedio y los resultados experimentales es buena para un amplio rango de valores de σ_1/σ_3 , no se

tiene criterio suficiente para juzgar la conveniencia y/o confiabilidad de la aplicación de una curva unitaria única para el análisis de asentamientos. Se cree que un buen criterio para fijar conclusiones al respecto, debe estar basado en las aplicaciones prácticas de la ley general y de la curva promedio y comparar los resultados.

Teóricamente, si se hace $S = \sigma_1/\sigma_3$ y tomando $C' = AE + C$ (ecuación 7, capítulo II), se puede estimar el error de la siguiente forma:

$$\varepsilon = \frac{S-b}{C'} \quad (\text{deformación unitaria})$$

$$C'_{teorico} = \frac{E+C}{\sigma_3} \quad \text{y} \quad C' = AE + C$$

$$Error = \frac{\frac{(S-b)\sigma_3}{E+C} - \frac{(S-b)}{AE+C}}{\frac{(S-b)\sigma_3}{E+C}} = 1 - \frac{E+C}{\sigma_1(AE+C)}$$

reduciendo se obtiene:

$$Error = 1 - \frac{C'_{teorico}}{C'}$$

Según la ecuación anterior, el error relativo que se comete al estimar deformaciones unitarias con una curva unitaria promedio y la curva general teórica no depende de la relación de esfuerzos σ_1/σ_3 sino solamente de la relación entre el valor de C' teórico y el valor promedio C' . Esto será función de los parámetros E , C , del esfuerzo σ_3 y del parámetro A , el cual será analizado más adelante.

Haciendo $R = C'/C'$ y por analogía, el error que se comete al usar un valor C' experimental y no el C' obtenido en un ensayo determinado se puede estimar con la siguiente expresión:

$$Error = 1 - R$$

Ahora bien, se puede introducir la desviación estándar (Sc) de los parámetros C' obtenidos experimentalmente de la siguiente forma:

$$R = \frac{C' \pm Sc}{C'} = 1 \pm \frac{Sc}{C'}$$

Es decir: $\text{Error} = \pm S_c/C'$ y $\text{Error \%} = \pm 100 (S_c/C')$

Observando los resultados estadísticos presentados después de cada tabla de valores en el Apéndice A, párrafo A.2, se construye la siguiente tabla:

Material	C' teórico	S _c	Error prom. Error (%)	C'	A(exp.)
A1	949,50	± 170	±17,53	969,55	0,415
A2	251,46	± 26	± 10,34	251,42	0,524
A3	408,78	± 54	± 13,08	412,91	0,763
A4	336,70	± 127	± 40,56	313,08	---
A5	204,73	± 109	± 49,40	220,65	---

En la tabla se observa que se pueden presentar casos en los cuales el error que se comete en el cálculo de asentamiento, usando una curva promedio, es inadmisibles. En otros casos puede ser un error aceptable.

Se observa además una extraordinaria afinidad entre el valor C' calculado teóricamente (ecuación 17, capítulo II) y el calculado con los resultados experimentales.

Finalmente se observa que el parámetro A de la ecuación 17 y figura II.8 del capítulo II, se puede estimar experimentalmente mediante la siguiente expresión:

$$a = \frac{C' - C}{E}$$

Este valor presenta un promedio cercano a $A = 0,55$ y con una desviación pequeña, aproximada a $S = 0,15$.

7. Resultados de los ensayos edométricos. En el párrafo A.3, del Apéndice A, son presentados los resultados obtenidos de los ensayos edométricos realizados. Los siguientes aspectos son observados:

Se puede establecer una correlación lineal entre el módulo constreñido E_s y el esfuerzo axial σ_z , como fue propuesto por Papadopoulos (1992), tal como se indica en la ecuación 7 del capítulo II; esto solamente considerando un cierto rango de niveles de esfuerzo σ_z . En general se observa un comportamiento muy similar al encontrado en la relación E_c vs σ_3 , es decir, al principio de la curva hay un comportamiento sinusoidal no definido y al final, está tiende a horizontalizarse. La rama lineal de la relación E_s vs σ_z se cumple dentro de un rango suficiente de aplicación práctica de esfuerzos σ_z .

Lo anterior era de esperarse, ya que los niveles de esfuerzos horizontales en el ensayo edométrico dependen del esfuerzo σ_z , entonces la relación E_s vs σ_z debe tener características similares a la relación E_c vs σ_3 .

Como se indicó, para bajos niveles de esfuerzos σ_z , existe un comportamiento no definido en la curva E_s vs σ_z . Ya en 1978, Stamatopoulos encuentra que E_s aumenta para pequeños valores de σ_z , adaptando por correlación una curva parabólica, cuyo mínimo " E_s " coincide con un valor de σ_z pequeño. En la figura IV.6 se muestra el esquema propuesto por Stamatopoulos, observando que éste coincide en la presencia de un tramo recto hasta cierto límite, a partir del cual la curva presenta un quiebre.

Esta metodología implica un intercepto en $\sigma_z = 0$ muy grandes, lo cual no se corresponde en forma cierta con los valores esperados.

En este trabajo se encuentra un esquema parecido al propuesto por Stamatopoulos pero con un quiebre sinusoidal al principio como se observa esquemáticamente en la figura IV.7 y experimentalmente en los resultados que se presentan en el Apéndice A, parágrafo A.3.

Por lo que se ha discutido hasta ahora, es evidente la necesidad de definir con mayor precisión el comportamiento que presentan las curvas " E_s " vs " σ_z " para bajos valores de σ_z para luego lograr establecer con suficiente precisión el intercepto " E_{s0} " para $\sigma_z = 0$.

En general, algunos de los resultados obtenidos sobre las arenas de origen fluvial no cementadas (A1) y (A2) son indicativos de que existe afinidad entre los resultados edométricos en la relación " E_s " vs " σ_z " y los resultados triaxiales en la relación " E_c " vs " σ_3 " y sobre todo los interceptos $E_{co} = E$ y E_{s0} son valores muy parecidos.

Los grados de correlación que se obtienen en los análisis de E_s vs σ_z son menores a los obtenidos para la relación E_c vs σ_3 , aún considerando para ambas relaciones la rama lineal intermedia. Se observa que es más difícil obtener reproducibilidad o similitud en los resultados edométricos que en los ensayos triaxiales, esto quiere decir que existe mayor dispersión entre los resultados de distintos ensayos edométricos con características similares que la encontrada para distintos ensayos triaxiales, y esto puede ser explicado en función de las dimensiones de las muestras ya que en las

muestras edométricas cualquier detalle puede introducir errores significativos en virtud de sus pequeñas dimensiones.

8. Resultado de los ensayos triaxiales tipo 2. Las características y procedimientos de los ensayos triaxiales tipo 2 fueron descritos en el capítulo III. Este tipo de ensayo se realiza en forma drenada y se distingue fundamentalmente, ya que a lo largo de este ensayo se mantiene una relación de esfuerzo $K = \sigma_3/\sigma_1$, constante.

Como se discutió en el capítulo II, este parámetro 'K' es fundamental para evaluar la influencia de la historia de carga en suelos arenosos.

En este trabajo fueron programados algunos ensayos triaxiales tipo 2, con el objetivo de estudiar la factibilidad de realización de los mismos sin cometer errores muy significativos y además para analizar la posibilidad de establecer relaciones del parámetro K con los parámetros que definen la compresibilidad y la relación esfuerzo-deformación de suelos arenosos.

Dicho sea de paso, el ensayo edométrico es un caso particular del ensayo triaxial tipo II en el cual el parámetro "K" es igual al valor " K_0 " o coeficiente de reposo y las dimensiones de la muestra ensayada es distinta.

Los ensayos 54 a 58 fueron triaxiales tipo 2, en el Apéndice “C” se encuentran las tablas y gráficas respectivas.

En primera instancia, fue observado que el patrón de comportamiento de la relación esfuerzo-deformación fue repetitivo en los distintos ensayos tipo 2, por esto se concluye que los ensayos triaxiales tipo 2 podrán servir en lo sucesivo para analizar mejor el comportamiento de compresibilidad y relación esfuerzo-deformación así como el estudio de la historia de carga sobre suelos arenosos.

La forma de las curvas esfuerzo axial vs deformación unitaria axial, es de la misma forma típica que se obtienen en los ensayos edométricos: Un primer tramo de poca inclinación y segundo tramo recto e inclinado y un tercer tramo de pequeña inclinación (ver capítulo II).

Se observa que a medida que el factor K es más pequeño, el primer tramo de poca inclinación tomar mayor importancia ya que es de mayor longitud.

El tramo recto intermedio tiene realmente una forma ondulada con cambios de concavidad, pero cuyas características son tales que su aproximación a

una recta produce grados de correlación mayores que $r = 0,99$, tal como se ve en la tabla A.4 del Apéndice “A”.

Dicho tramo intermedio es el de mayor importancia ya que se forma para los niveles de esfuerzo axiales de aplicación práctica en la ingeniería; por esta razón se ha tomado su pendiente “ E_{sp} ” para caracterizar la rigidez de la relación esfuerzo axial vs deformación axial ϵ .

En la tabla A.4 y la figura A.4 del Apéndice “A” (párrafo A.4), se presenta cómo influye el parámetro K sobre el valor de E_{sp} . Se observa que a medida que aumenta el factor K aumenta también el valor de la pendiente E_{sp} , pero la rata de incremento va disminuyendo.

Este comportamiento encontrado es lógico ya que un factor K mayor implica un material con un mayor nivel de confinamiento, pero a medida que el nivel de confinamiento aumenta debe aumentar también la proporción de fracturamiento de partículas.

Por lo que se indica en el párrafo anterior, la curva E_{sp} vs K debería presentar un máximo y entonces para valores de K mayores, la rigidez o pendiente E_{sp} debería comenzar a disminuir. Una ecuación parabólica reúne

las condiciones descritas por lo que se cree que los puntos de la figura A.4 podrían ser adaptados a una parábola.

El valor E_{sp} promedio obtenido en los ensayos edométricos sobre la arena A1 fue aproximadamente $E_{sp} \approx 2200 \text{ kg/cm}^2$. Observando la figura A.4 se tiene que el ensayo edométrico se corresponderá con un factor $K = K_0 \approx 0,30$.

Lo anterior se corresponde, según la teoría de la elasticidad, a una relación de Poisson $\nu = 0,23$ relativa a un material poco compresible, el cual es un número muy aceptable. Además, en materiales muy inertes y uniformes, como es el caso de la arena A1, el coeficiente de empuje activo y el de reposo deben ser valores iguales o muy parecidos ya que estos materiales fallan al presentar un mínimo de desplazamiento.

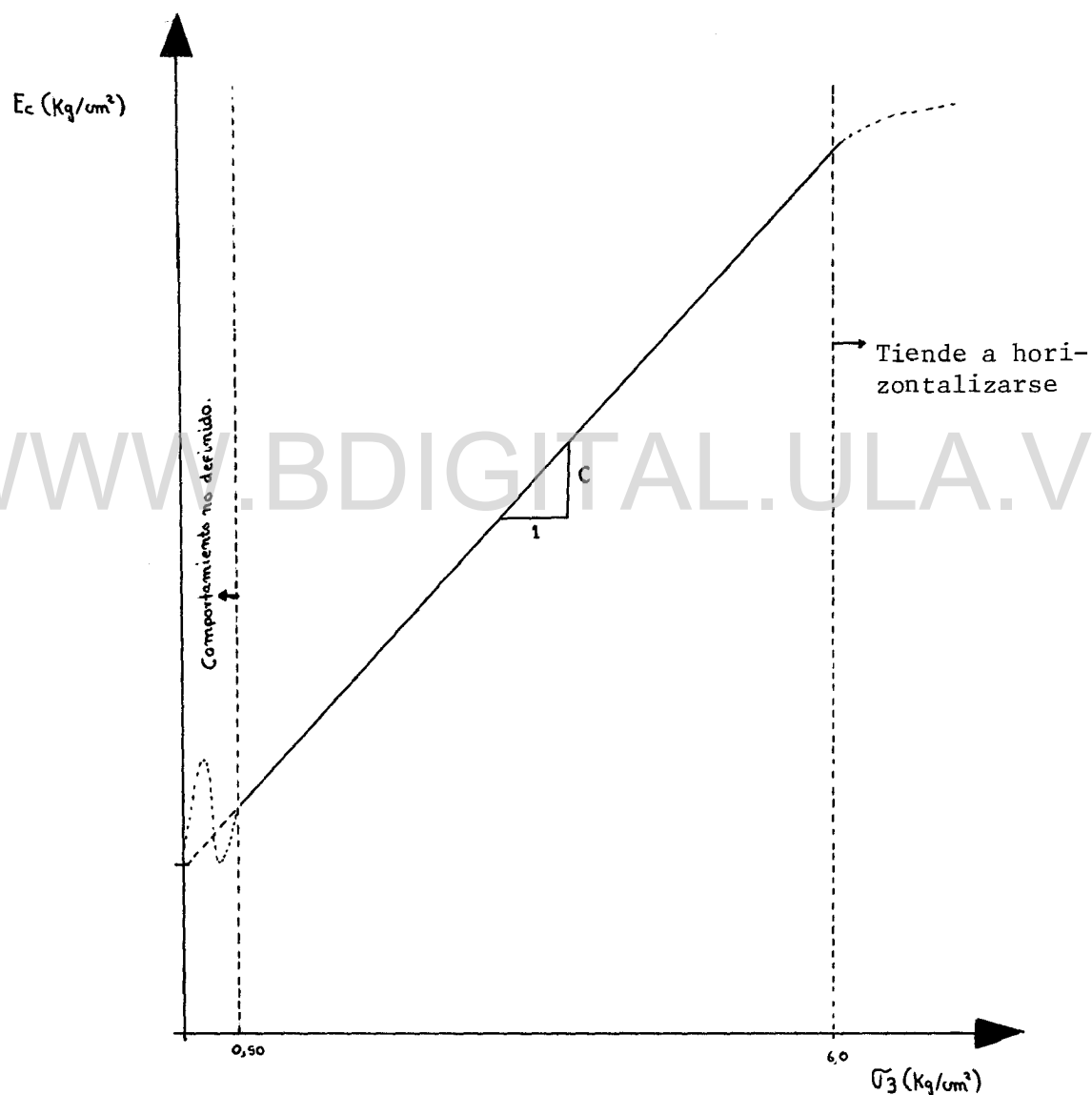
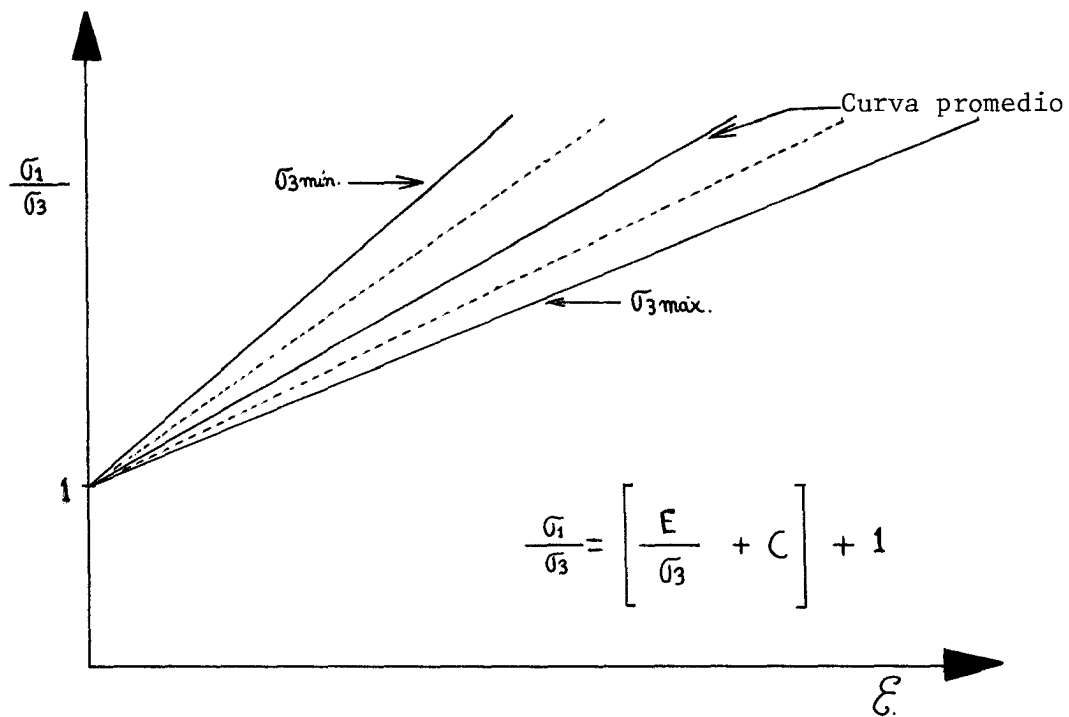
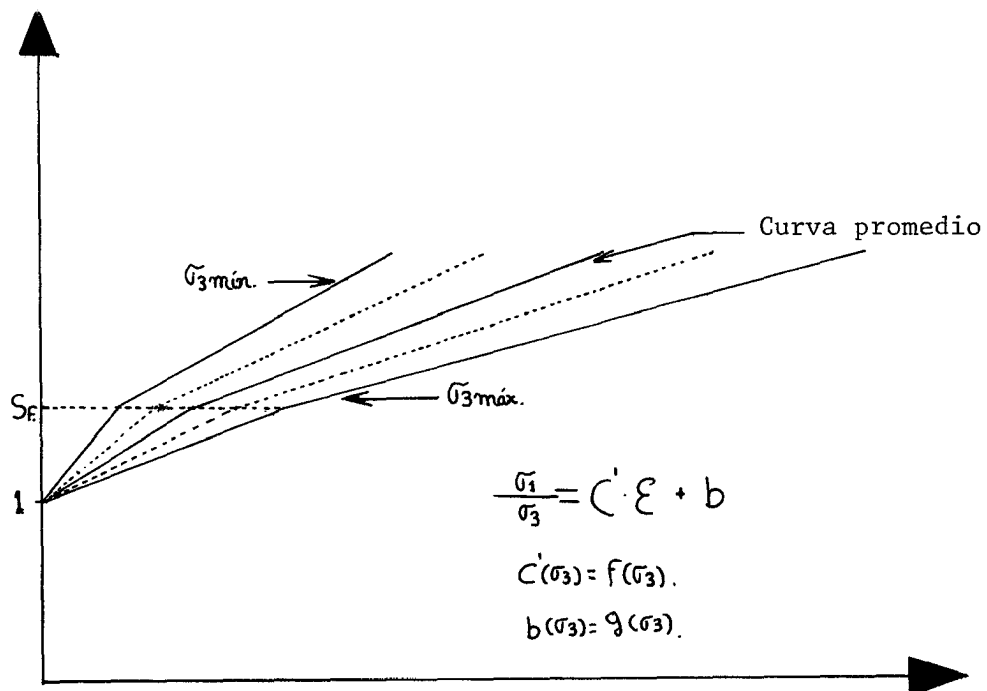


Fig. IV.1, Comportamiento observado en la relación del esfuerzo de confinamiento vs el módulo confinado



a. Material lineal



b. Material no lineal (bilineal)

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
CURVAS UNITARIAS
(ENSAYOS 3/4/7/11/15/18)

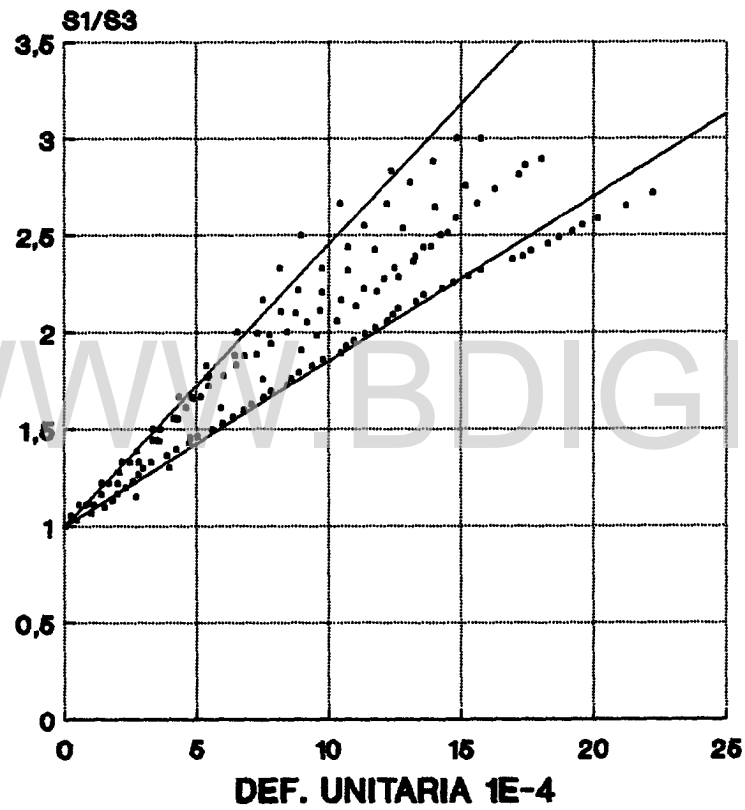


FIGURA IV.3

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
CURVAS UNMITARIAS
(ENSAYOS 5/9/12/13/14/16/19)

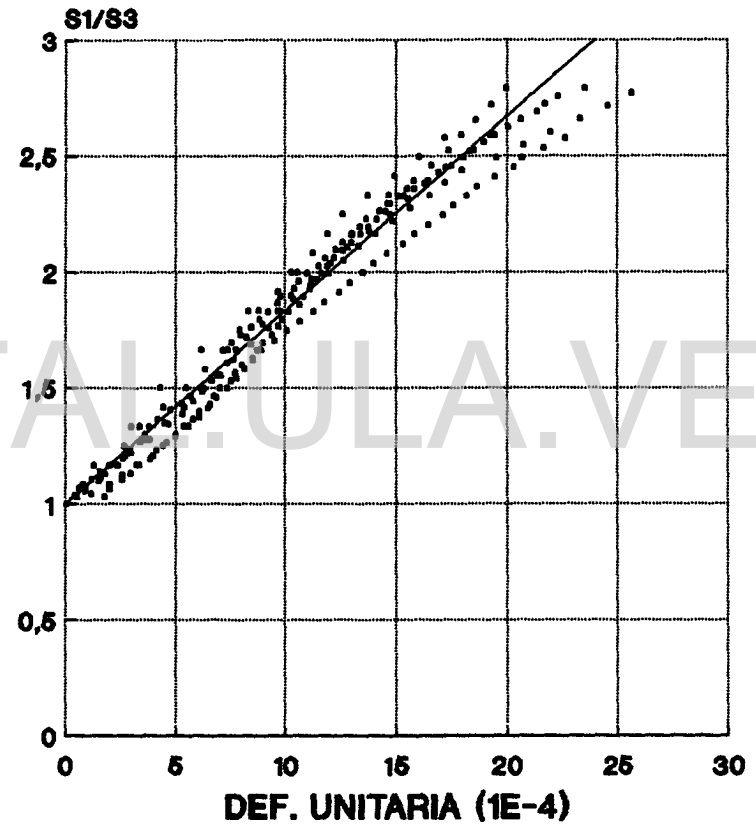


FIGURA IV.4

**ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
CURVAS UNITARIAS
ARENA A2 (ENSAYOS 21 a 26)**

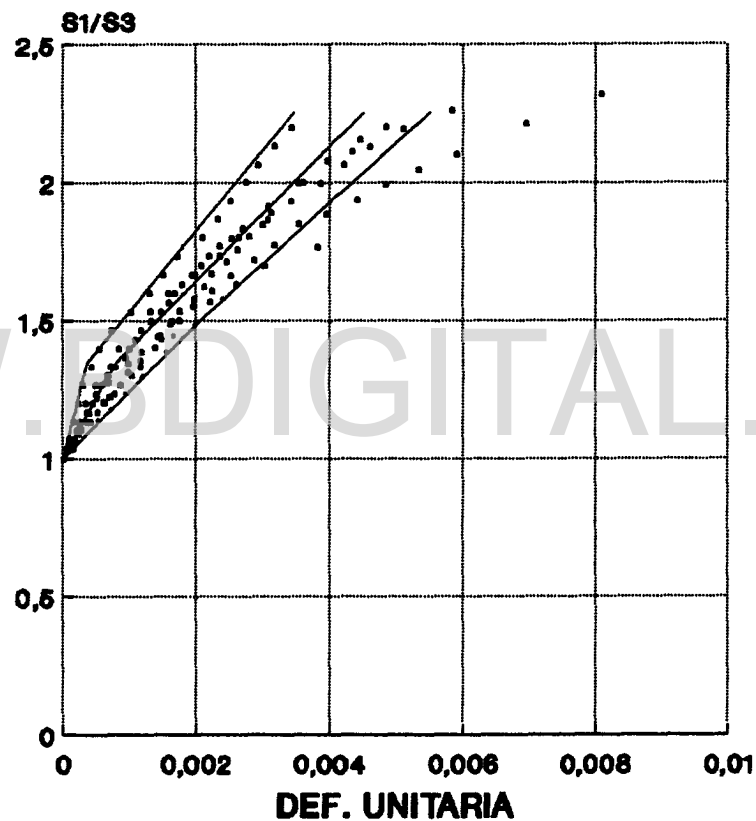


FIGURA IV.5

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

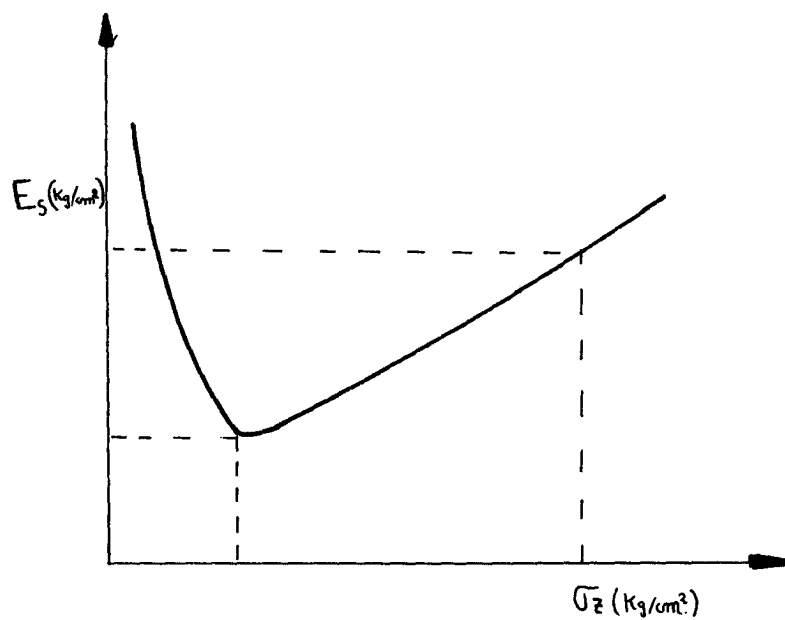


Fig. IV.6 Esquema de Stamatopoulos

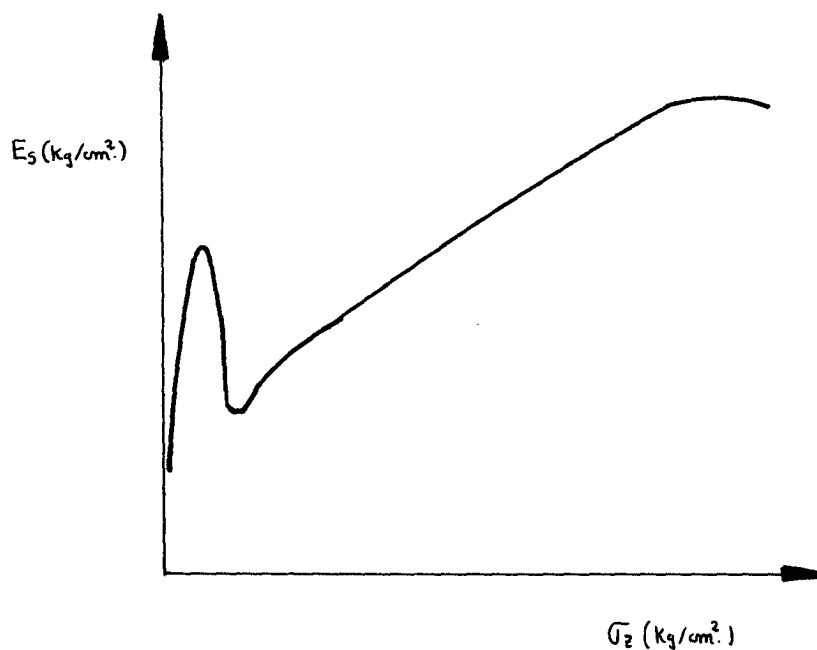


Fig. IV.7 Esquema encontrado experimentalmente

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.1. CONCLUSIONES PRINCIPALES

Mediante ensayos de compresión triaxial manteniendo fija la presión de cámara (triaxial tipo 1) o variando la presión de cámara simultáneamente con la axial (triaxial tipo 2) y mediante ensayos de compresión edométrica en muestras representativas de distintas arenas, se estudiaron algunos aspectos de la compresibilidad de dichos suelos logrando establecer criterios de análisis. Estos aspectos fueron discutidos en los capítulos I y II.

Se realizó un programa experimental conducente a la determinación de parámetros y factores que permitan analizar la respuesta mecánica de las arenas bajo distintos estados de esfuerzos de compresión y que sean utilizables en cálculos de deformaciones de dichos suelos bajo la acción de esfuerzos efectivos. Este aspecto se discute en el capítulo III.

Los resultados obtenidos son presentados en los Apéndices “A”, “B” y “C” y se discuten en el capítulo IV. Basándose en las discusiones e interpretaciones hechas en el capítulo IV y relacionado con los objetivos planteados en este trabajo, se obtuvo lo siguiente:

1. Se dedujo una ley fenomenológica llamada ley multilínea, mediante ésta se puede obtener la forma en que varía la relación esfuerzo axial-deformación axial de los suelos arenosos en función de los esfuerzos de confinamiento aplicados. Dicha ley queda definida mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = C' \varepsilon + b \quad \text{Ec. V.1}$$

Esta ley presenta las siguientes características:

- Se llama multilínea ya que representa una línea recta, pero los parámetros pendiente e intercepto (C' y b) dependen del valor de σ_3 . Es decir, la ley representa una línea recta distinta para cada σ_3 .
- Fue deducida en función de ensayos triaxiales tipo 1, es decir, en el transcurso de cada ensayo la presión de cámara " σ_3 " fue constante.
- Es aplicable a segmentos rectos o sobre puntos que se ajusten a una recta en la relación esfuerzo axial-deformación axial.

- Fue discutida aplicando incrementos de esfuerzos hasta límites lo suficientemente grandes para cubrir rangos de aplicación práctica pero sin permitir una alteración significativa de la estructura misma del material.

En materiales de comportamiento lineal en la relación esfuerzo-deformación, el intercepto “b” es constante $b = 1$, sin depender del esfuerzo “ σ_3 ”, sin embargo, este parámetro “b” es de poca importancia debido a que la ley debe ser aplicada en forma incremental y el punto inicial de un incremento es el punto final del incremento anterior (más adelante se explica el método incremental en el parágrafo V.2).

2. El módulo confinado “ E_c ”, que representa la pendiente de la relación esfuerzo-deformación en un ensayo triaxial tipo 1, varía linealmente respecto al esfuerzo de confinamiento “ σ_3 ”, según la siguiente expresión:

$$c = E + C\sigma_3 \quad \text{Ec. V.2}$$

Esta ecuación lineal tiene las siguientes características:

- Los parámetros E y C son constantes del material, las cuales deben ser obtenidas experimentalmente y sirven para definir el comportamiento mecánico del material.

- Para valores pequeños de " σ_3 " ($\sigma_3 < 0,5 \text{ kg/cm}^2$), los puntos experimentales presentan un comportamiento ondulado, esto no lo define la ecuación.

- Para valores altos de " σ_3 " ($\sigma_3 > 6,5 \text{ kg/cm}^2$), los puntos experimentales presentan un quiebre con tendencia a la disminución del valor de " E_c ", perdiendo así aplicación la ecuación lineal.

3. El módulo unitario C' , que representa la pendiente de la ley multilínea, se relaciona con el esfuerzo de confinamiento mediante la siguiente ecuación:

$$C' = \frac{E}{\sigma_3} + C \quad \text{Ec. V.3}$$

4. Parámetro E. Es un parámetro característico que implica la rigidez del material.

En los materiales de consistencia natural suave se obtienen los menores valores de “E” y en materiales de consistencia natural rígida a muy rígida se encuentran los mayores valores de E.

En arenas no cementadas, aún con alta presencia de mica, el parámetro “E” define el módulo de elasticidad del material. Esto, considerando los niveles de esfuerzos axiales aplicados, ya que las arenas no necesariamente se comportan linealmente.

5. Parámetro C. Este parámetro permite analizar la influencia del esfuerzo de confinamiento en la compresibilidad del material.

El valor de C es siempre positivo y valores mayores de “C” implican mayor influencia del esfuerzo de confinamiento en la relación esfuerzo-deformación.

Materiales de consistencia natural más rígida poseen mayores valores de “C” que los materiales de consistencia natural menos rígida.

6. La conjunción de las conclusiones indicadas en los párrafos “1”, “2” y “3” permite establecer la siguiente relación como ley general:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \left[\frac{E}{\sigma_3} + C \right] \epsilon + b \quad \text{Ec. V.4}$$

Esta ecuación permite relacionar las deformaciones axiales que se producen en un suelo arenoso, en función de los esfuerzos de compresión que se apliquen sobre el mismo.

Las características de esta ley se presentan en el párrafo V.2.

7. Conceptualmente, se concluye que la falla que se produce en una arena cuando el esfuerzo de confinamiento se hace cero “ $\sigma_3 = 0$ ” no se corresponde con la condición de flujo plástico, en la cual, la relación de vacíos del material se convierte en un valor crítico y las deformaciones se presentan sin cambio volumétrico.

Cuando se presenta la condición de flujo plástico (condición de falla en arenas, lo cual no debe ser confundido con la condición de flujo plástico en plasticidad), se tiene que según la teoría de elasticidad la relación de Poisson ν se hace igual a 0,5 (ver capítulo II). La falla en arena cuando $\sigma_3 =$

0 es una falla brusca en la cual se presenta un cambio volumétrico muy importante.

Por lo discutido hasta ahora en este capítulo, se hace inminente la necesidad de afirmar que el módulo de elasticidad de las arenas es un valor distinto a cero y no un valor nulo como equívocamente y en forma contradictoria aparece en gran parte de la literatura.

En el capítulo II se presenta el esquema teórico que induce a esta conclusión. Experimentalmente se demuestra este concepto con la definición del parámetro E (parágrafo 4). Además si se observa los ensayos edométricos y triaxiales tipo 2, en los cuales se podría considerar que el módulo de elasticidad es cero si la pendiente de la relación esfuerzo axial-deformación axial, es cero en el punto inicial de dichas curvas, lo cual no fue observado así.

V.2. APLICACION DE LA LEY GENERAL DEDUCIDA

La ecuación V.4 es una ley de comportamiento fenomenológico mediante la cual si son conocidos los parámetros mecánicos de E y C se pueden construir la relación esfuerzo axial-deformación axial de suelos arenosos.

Dicha ley tiene la ventaja que considera la influencia del esfuerzo de confinamiento directamente y no a través de los parámetros mecánicos, como es el caso de las otras metodologías.

En las otras metodologías que permiten calcular asentamientos en arena se tiene que las características mecánicas del material varían con el esfuerzo de confinamiento. La ley deducida introduce los parámetros E y C que son constantes que no dependen del esfuerzo de confinamiento, además el esfuerzo de confinamiento los considera directamente en la ecuación.

Esto último proporciona la ventaja de utilizar directamente la ecuación una vez conocidos los parámetros E y C , ya que los esfuerzos en cualquier punto son obtenidos de la resolución de las ecuaciones de equilibrio; entonces se tiene la posibilidad de realizar cálculos en forma matricial lo que permite la realización de programas de interacción suelo-estructura.

La ley enunciada no es aplicable a ensayos de extensión, a procesos de descarga, sino solamente a análisis para el caso de incrementos de esfuerzo de compresión, como por ejemplo los aplicados por fundaciones.

No es recomendable la aplicación de la metodología que se propone cuando se tienen arenas muy cementadas o arenas residuales, en las cuales la estructura virgen de estos materiales será determinante para su comportamiento mecánico. Tal es el caso de la arena (A5).

La metodología puede ser aplicada para estos materiales si se logran obtener muestras inalteradas de los mismos.

Para lograr aplicar la ley deducida en problemas prácticos es conveniente aplicar el método incremental.

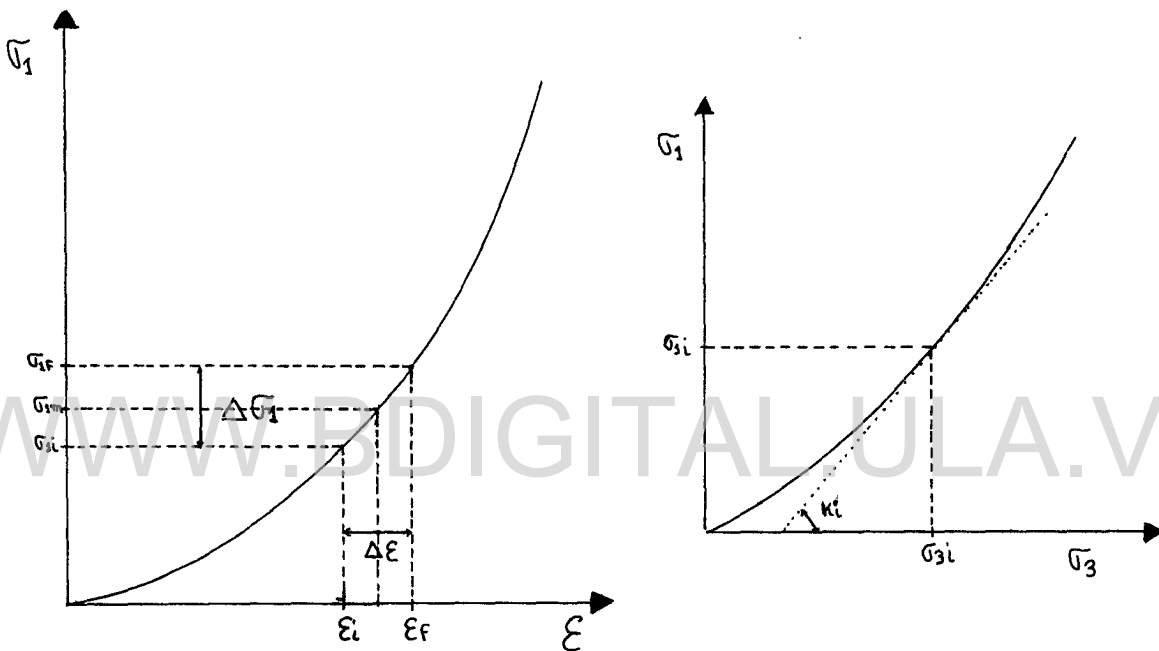
El método incremental consiste en expresar la ecuación en función de incrementos tal como se indica a continuación:

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\sigma_3} = \left[\frac{E}{\sigma_3} + C \right] \Delta\varepsilon \quad \text{Ec. V.2.1}$$

$$\Delta\sigma_1 = [E + C\sigma_3] \Delta\varepsilon \quad \text{Ec. V.2.2}$$

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma_1}{E + C\sigma_{3m}} \quad \text{Ec. V.2.3}$$

Considérese la siguiente figura explicativa:



Donde:

$$E_s = E + C\sigma_{3m}$$

Ec. V.2.4

σ_{3m} es el esfuerzo de confinamiento respectivo a σ_{1m} . Haciendo

$$\sigma_{1m} = \sigma_{1i} + (\Delta\sigma_1/2) \quad \text{y} \quad \sigma_{3mi} = K_i\sigma_{1mi}$$

se tendrá que:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma_1}{E + C.K_i\sigma_{1m}} \quad \text{Ec. V.2.5}$$

- La ecuación V.2.5. proporciona la posibilidad de calcular los incrementos de deformación $\Delta\varepsilon$ en función de los incrementos de esfuerzo $\Delta\sigma_1$. La relación esfuerzo deformación se construye con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_{1f} = \sigma_{1i} + \Delta\sigma_1 \quad \text{Ec. V.2.6}$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_i + \Delta\varepsilon \quad \text{Ec. V.2.7.}$$

- Los valores iniciales de las ecuaciones anteriores los representan los valores finales del incremento anterior.

A manera de ejemplo se realiza el cálculo de la curva que representa un ensayo edométrico sobre la arena (A1).

Para ensayos edométricos se tiene un coeficiente "K" constante igual al coeficiente de reposo K_0 . Para la arena (A1) se tiene que: $E = 573,65 \text{ kg/cm}^2$; $C = 731,32$.

$$\Delta \varepsilon = \frac{\Delta \sigma_z}{573,65 + 219,4 \sigma_{zm}}$$

Trabajando con incrementos $\Delta \sigma_1 = 0,30 \text{ kg/cm}^2$ se construye la siguiente tabla:

$\sigma_z \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	ε
0	0
0,30	$4,946 \times 10^{-4}$
0,60	$9,408 \times 10^{-4}$
0,90	$1,347 \times 10^{-3}$
1,20	$1,720 \times 10^{-3}$
1,50	$2,065 \times 10^{-3}$
1,80	$2,386 \times 10^{-3}$
2,10	$2,685 \times 10^{-3}$
2,40	$2,966 \times 10^{-3}$
2,70	$3,231 \times 10^{-3}$
3,00	$3,481 \times 10^{-3}$
3,30	$3,718 \times 10^{-3}$
3,60	$3,944 \times 10^{-3}$
3,90	$4,159 \times 10^{-3}$
4,20	$4,364 \times 10^{-3}$
4,50	$4,560 \times 10^{-3}$
4,80	$4,748 \times 10^{-3}$
5,10	$4,929 \times 10^{-3}$
5,40	$5,103 \times 10^{-3}$
5,70	$5,270 \times 10^{-3}$
6,00	$5,431 \times 10^{-3}$

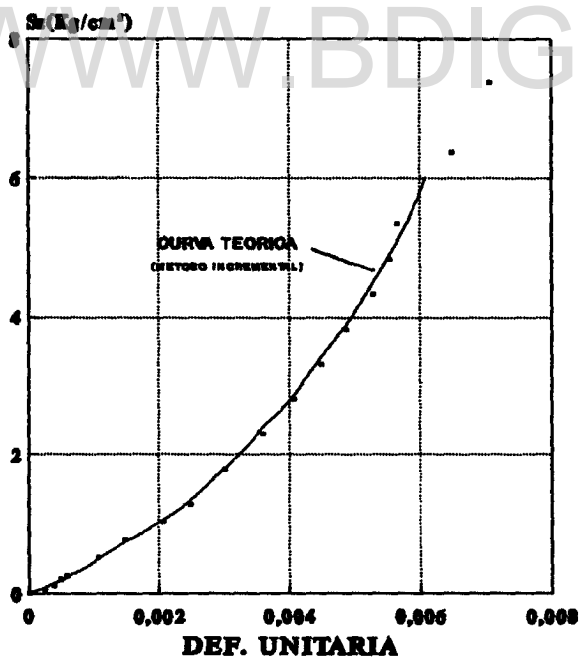
Si ahora se plotean algunos valores promedio de los ensayos edométricos realizados junto con la curva teórica, se observa la extraordinaria similitud que se obtiene entre los valores experimentales obtenidos en ensayos

edométricos y la ecuación teórica calibrada mediante ensayos triaxiales tipo

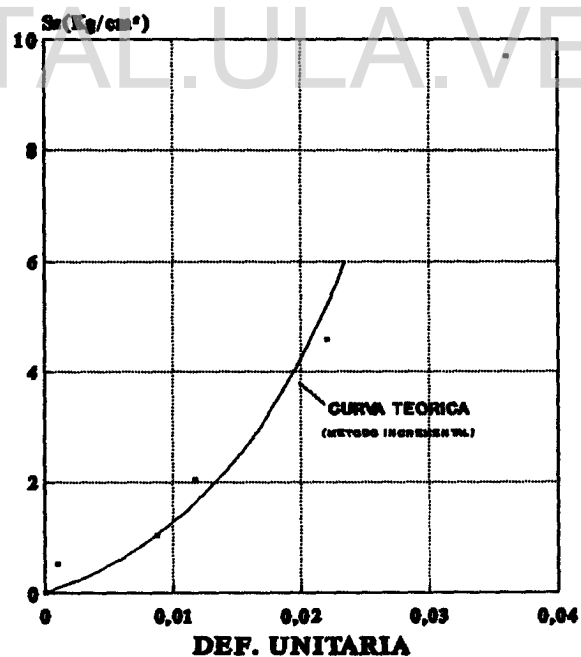
1.

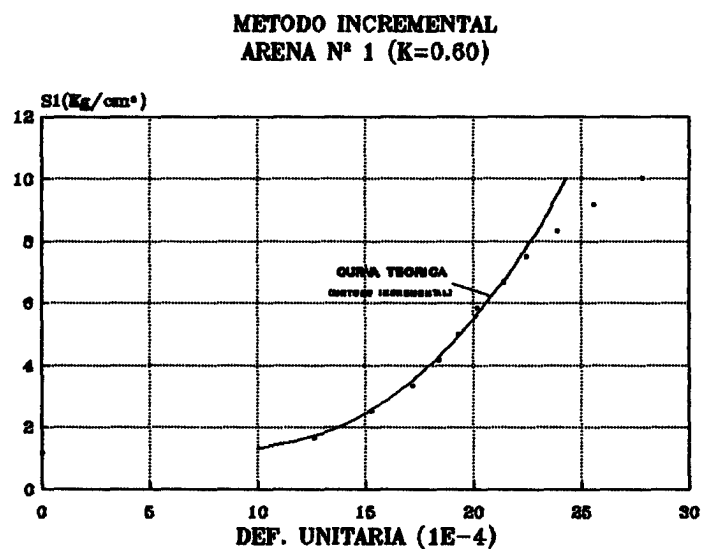
A continuación se presentan los gráficos para los ensayos edométricos sobre las arenas (A1) y (A2) y el ensayo triaxial tipo 2 para $k = 0,6$ sobre la arena (A1).

**METODO INCREMENTAL
ARENA N° 1 (ENSAYO EDMETRICO)**



**METODO INCREMENTAL
ARENA N° 2 (ENSAYO EDMETRICO)**





En función de lo que se observa en las figuras anteriores se concluye que mediante ensayos edométricos se pueden obtener los promedios de E y C , de la siguiente forma (ver ecuación 7, capítulo II):

$$E = E_{50} \text{ y } C = K_0 \lambda$$

Aquí se debe tener mucho cuidado ya que como se discutió en el capítulo anterior los ensayos edométricos presentan mucha dispersión y además es más complicado definir los puntos iniciales en las correlaciones.

V.3. OTRAS CONCLUSIONES

Hasta ahora, en este capítulo se han presentado las conclusiones y recomendaciones relativas a los objetivos fundamentales de este trabajo. Existen otras observaciones de comportamiento de las arenas que pueden ser considerados de gran importancia y aunque escapen a los objetivos básicos de esta tesis, son citados a continuación:

1. El comportamiento de la mayoría de las arenas implica una curva no lineal en la relación esfuerzo-deformación en los ensayos triaxiales tipo 1.

Estas curvas pueden ser aproximadas a dos líneas rectas con excelente grado de correlación: Una primera líneas llamada rama inicial, de poca significación, y una segunda rama lineal de mayor importancia en virtud de que se presenta para rangos de esfuerzo de mayor aplicación.

En materiales rígidos e inertes el comportamiento es lineal y la presencia de mica o arcilla produce el efecto de bilinealidad.

2. La segunda rama se comienza a formar a partir de un valor de $S_f = \sigma_1/\sigma_3$ pequeño. Este valor puede ser considerado constante para cada material.

En general el valor de S_f es aproximado a 1,25. Es decir, se está sobre la segunda rama con el esfuerzo vertical ha excedido un 25% al de confinamiento lateral. Esta condición prácticamente ya existe en cada arena en su estado natural.

3. Se logró establecer una relación entre la pendiente de la primera rama " E_{ci} " y el esfuerzo de confinamiento " σ_3 " mediante la siguiente expresión:

$$E_{ci} = a\sigma_3 + b\sigma_3 \ln \sigma_3 \quad \text{Ec. V.3.1}$$

Los parámetros a y b se calibran experimentalmente. De esta ecuación se deduce que la pendiente E_{ci} aumenta con σ_3 hasta cierto límite a partir del cual comienza a disminuir.

El esfuerzo de confinamiento a partir del cual comienza a disminuir la pendiente E_{ci} es más grande para materiales inertes y es más pequeño a medida que el material es más cementado.

4. La pendiente de la primera rama sobre la curva unitaria C'_i varía literalmente con el esfuerzo de σ_3 en una escala semilogarítmica según la siguiente ecuación:

$$C_i = a + b \ln \sigma_3$$

Ec. V.3.2

5. No es recomendable usar una curva unitaria única tomando valores promedios de C' en la ecuación V.1., ya que se podría cometer errores inadmisibles.

6. Los ensayos triaxiales tipo 2, pueden servir para estimar los promedios E y C ya definidos. Asimismo pueden servir para obtener con mayor precisión el coeficiente de reposo K_0 y correlacionarlo con otros parámetros de interés. Finalmente a través de la realización de ensayos triaxiales tipo 2, podría obtenerse información relativa a la influencia de la historia de carga sobre la compresibilidad de arenas.

APENDICE A. RESULTADOS EXPERIMENTALES

A.1. ANALISIS GRAFICO DE LA RELACION ESFUERZO σ_1/σ_3 VS LA DEFORMACION UNITARIA

Para estudiar la veracidad de la ley fenomenológica se realizaron análisis gráficos y de correlación entre la relación de esfuerzos σ_1/σ_3 y la deformación unitaria axial ε . Este análisis fue hecho para los rangos de interés práctico.

Para poder concretar este análisis fue necesario realizar una simple reducción de escala a las gráficas esfuerzo axial σ_1 respecto a la deformación unitaria axial ε .

Esta reducción consiste en dividir el eje de las ordenadas, de esfuerzos, por el valor respectivo del esfuerzo σ_3 , lográndose así la curva unitaria relativa a dicho esfuerzo de confinamiento. Como resultado se obtiene una curva adimensional que conserva exactamente la misma forma que la relación σ_1

vs ε , pero con un tamaño reducido (se puede tomar como símil el caso de la clotoide unitaria).

Consideramos a manera de ejemplo de procedimiento seguido, los valores representativos y la curva unitaria del ensayo No. 11 (A1), realizado con $\sigma_3 = 1,5 \text{ kg/cm}^2$

Tabla A.1. Ensayo 11. Curva unitaria

ε	$\sigma_1 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	σ_1/σ_3
0	1,500	1,000
$4,869 \times 10^{-5}$	1,666	1,111
$1,363 \times 10^{-4}$	1,833	1,222
$2,434 \times 10^{-4}$	1,999	1,333
$3,311 \times 10^{-4}$	2,165	1,443
$4,090 \times 10^{-4}$	2,331	1,554
$4,771 \times 10^{-4}$	2,497	1,665
$5,453 \times 10^{-4}$	2,664	1,776
$6,426 \times 10^{-4}$	2,830	1,887
$7,303 \times 10^{-4}$	2,996	1,997
$8,179 \times 10^{-4}$	3,162	2,108
$8,861 \times 10^{-4}$	3,328	2,219
$9,737 \times 10^{-4}$	3,494	2,329
$1,071 \times 10^{-3}$	3,660	2,440
$1,130 \times 10^{-3}$	3,826	2,551
$1,217 \times 10^{-3}$	3,992	---
$1,305 \times 10^{-3}$	4,158	---
$1,392 \times 10^{-3}$	4,323	---
$1,480 \times 10^{-3}$	4,489	---
$1,655 \times 10^{-3}$	4,655	---
$1,879 \times 10^{-3}$	4,820	---
$2,152 \times 10^{-3}$	4,985	---

Los valores de σ_1/σ_3 y ε representan puntos bien definidos de la curva unitaria para $\sigma_3 = 1,5 \text{ kg/cm}^2$ de la arena (A1), considerando la zona de interés práctico. Representando dichos valores en una gráfica en escala natural observamos una línea recta cuyo grado de correlación es de 0,9998 y un valor de C' encontrado de 1287.

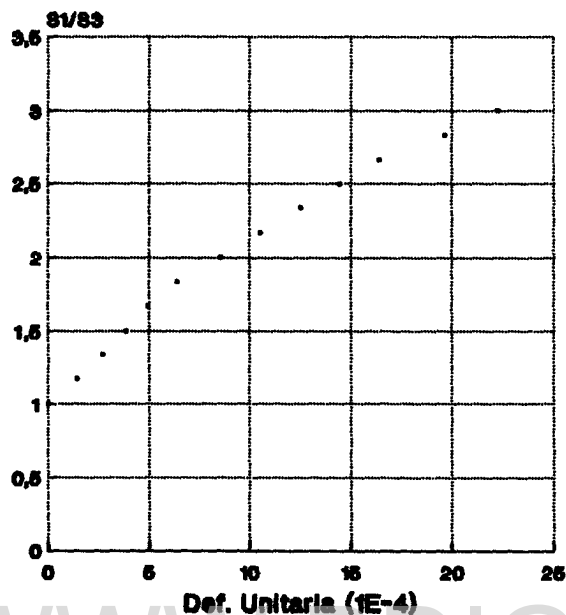
La ley fenomenológica $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = C' \varepsilon + b$ se verifica en este ensayo.

Para lograr verificar la ley multilineal planteada se analizan en conjunto todos los ensayos realizados por material (ver capítulo IV), y así también se obtienen los parámetros característicos.

Además, no todos los materiales son lineales, por lo que se analiza el comportamiento por zonas y en los rangos de aplicación práctica.

A continuación se presentan las curvas unitarias de los ensayos No. 1 a No. 39; los ensayos No. 40 a No. 46 fueron realizados con el fin de analizar el comportamiento para bajos niveles de esfuerzos σ_3 , por lo que me es necesario presentar las curvas unitarias respectivas.

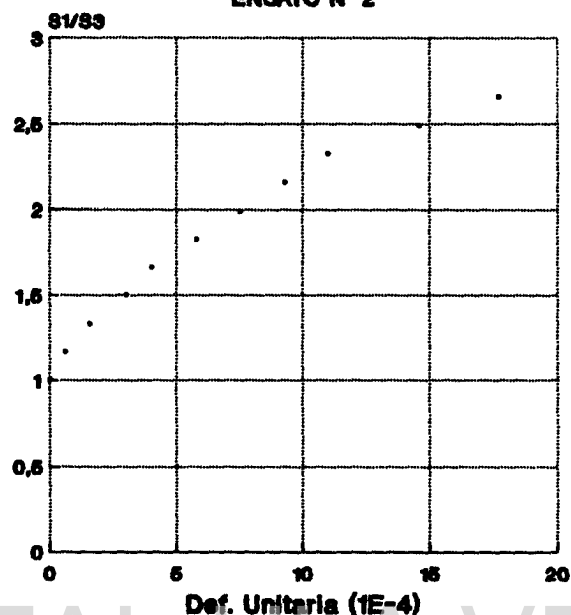
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($\sigma_3=1\text{Kg/cm}^2$)
CURVA UNITARIA.
ENSAYO N° 1



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 U.L.A.

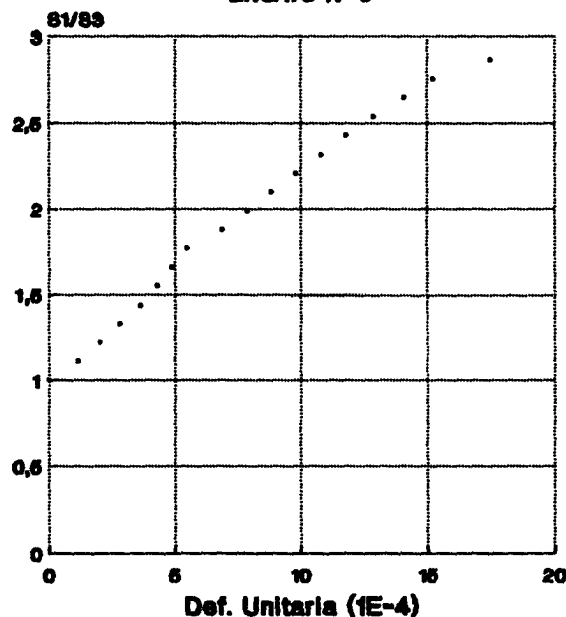
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($\sigma_3=2\text{Kg/cm}^2$)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 2



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 U.L.A.

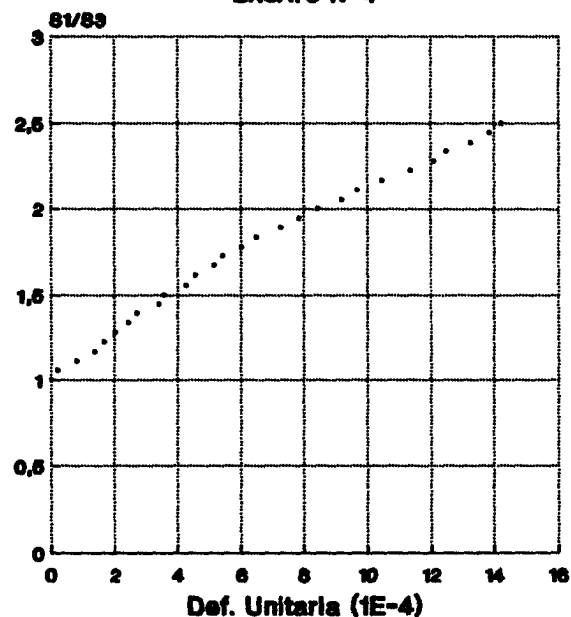
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($\sigma_3=3\text{Kg/cm}^2$)
CURVA UNITARIA
ENSAYO N° 3



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 U.L.A.

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($\sigma_3=12\text{Kg/cm}^2$)
CURVA UNITARIA

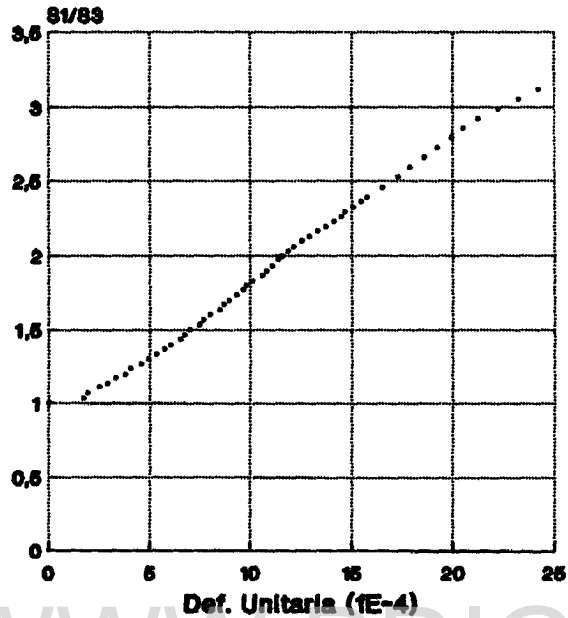
ENSAYO N° 4



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 U.L.A.

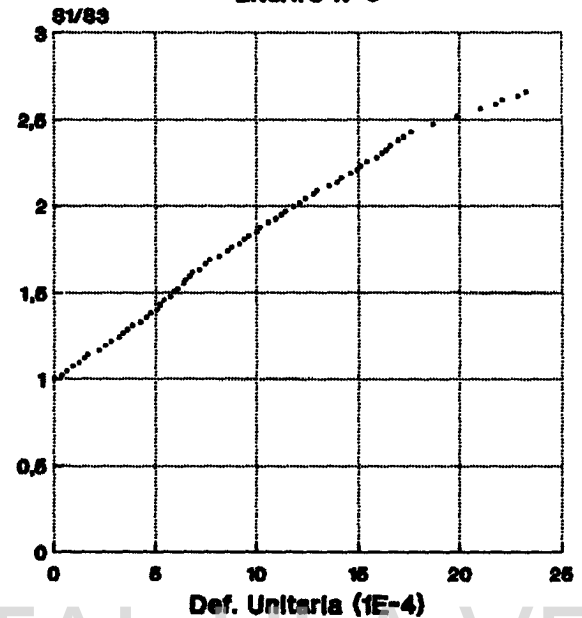
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($\rho_s=2,6\text{Kg/cm}^3$)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 5



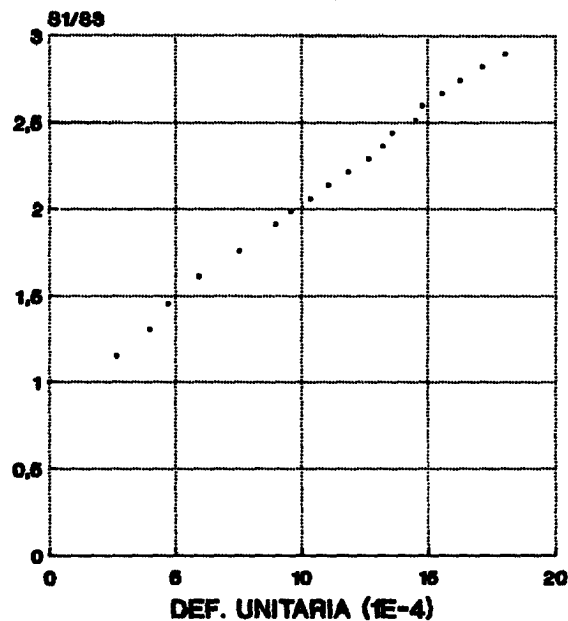
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($\rho_s=3,6\text{Kg/cm}^3$)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 6



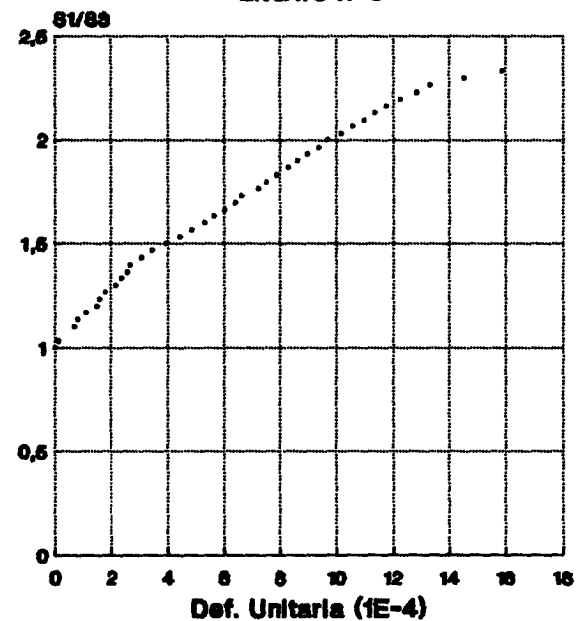
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($\rho_s=2,2\text{Kg/cm}^3$)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 7



ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($\rho_s=5\text{Kg/cm}^3$)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 8

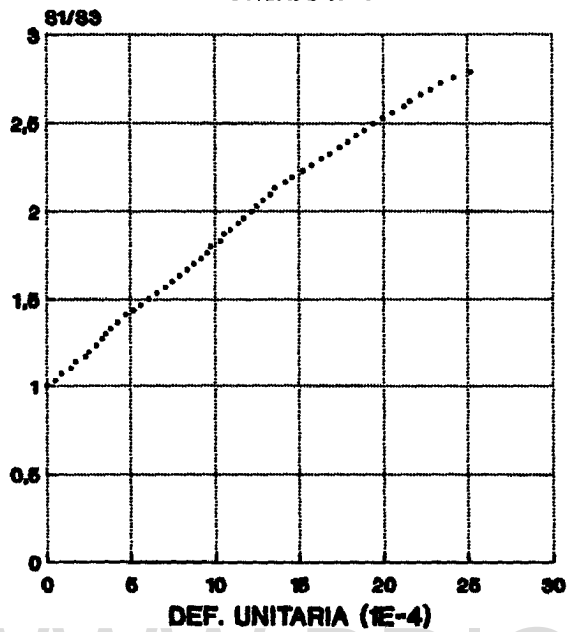


Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

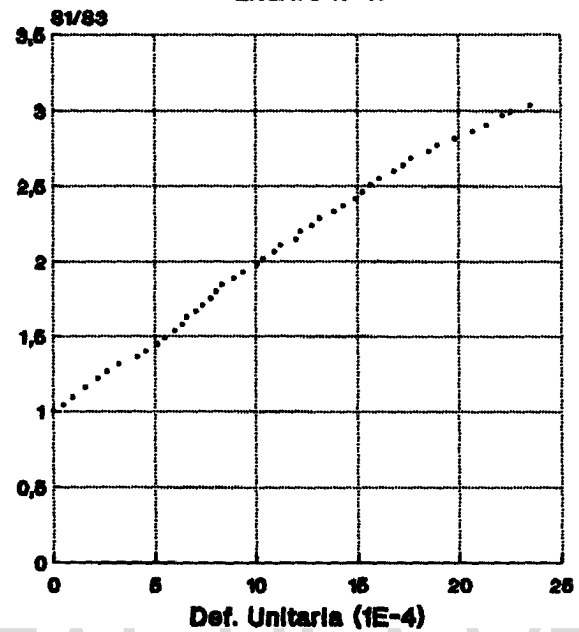
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 (S3-6Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 9



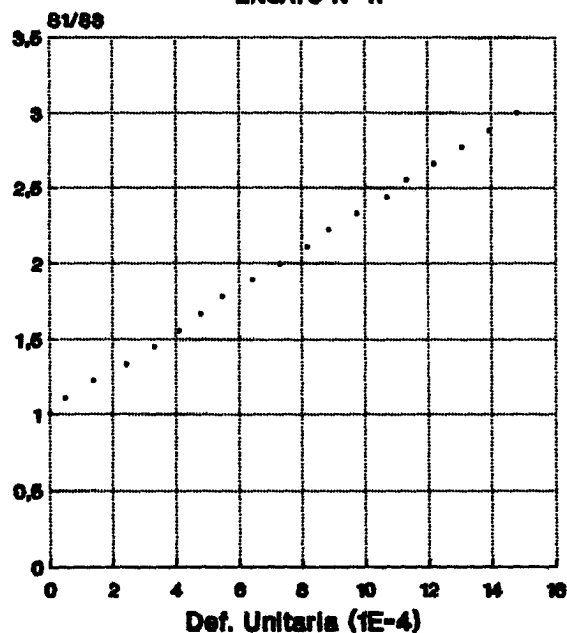
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 (S3-16Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 10



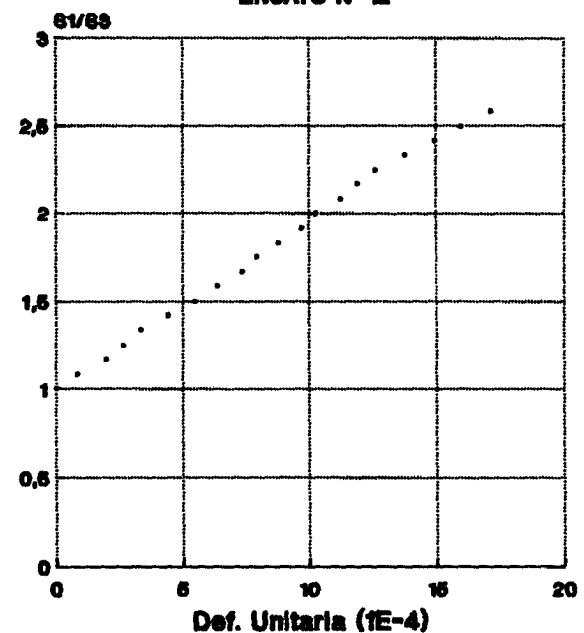
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 (S3-16Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 11



ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 (S3-2Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 12

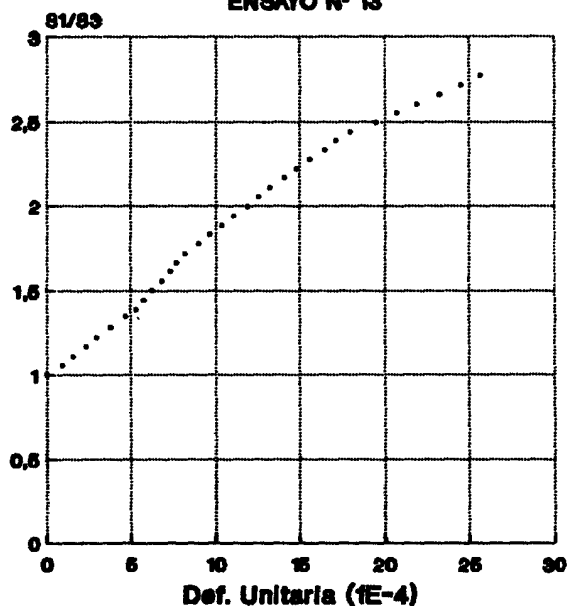


Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

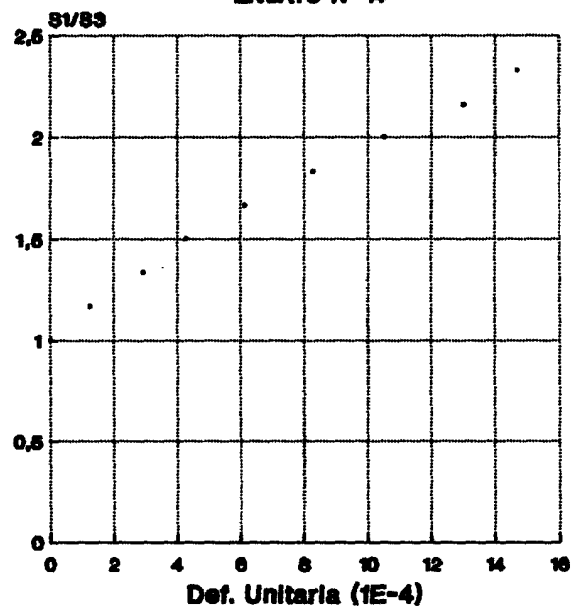
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($83-3\text{Kg/cm}^2$)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 13



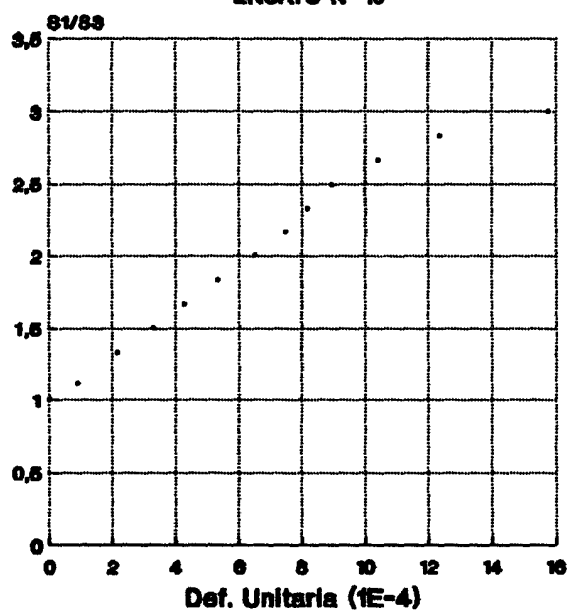
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($83-1\text{Kg/cm}^2$)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 14



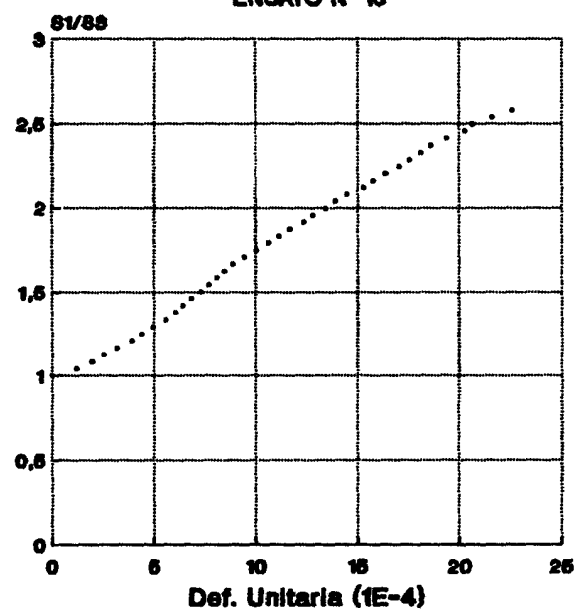
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($83-1\text{Kg/cm}^2$)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 15



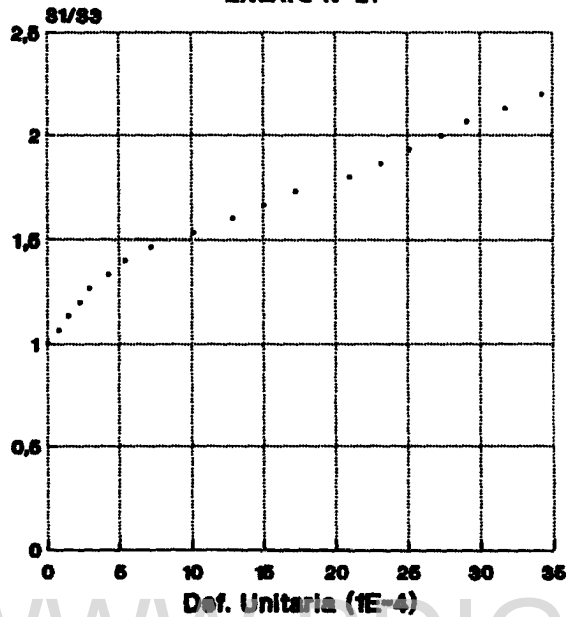
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1 ($83-4\text{Kg/cm}^2$)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 16



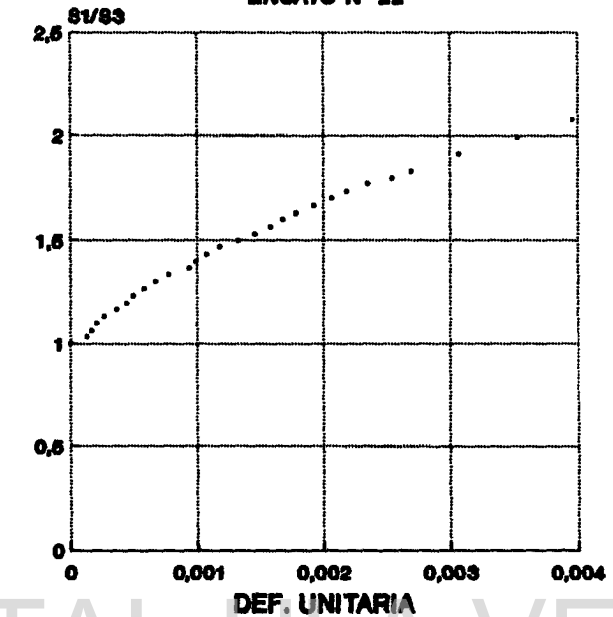
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2 (83-1Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 21



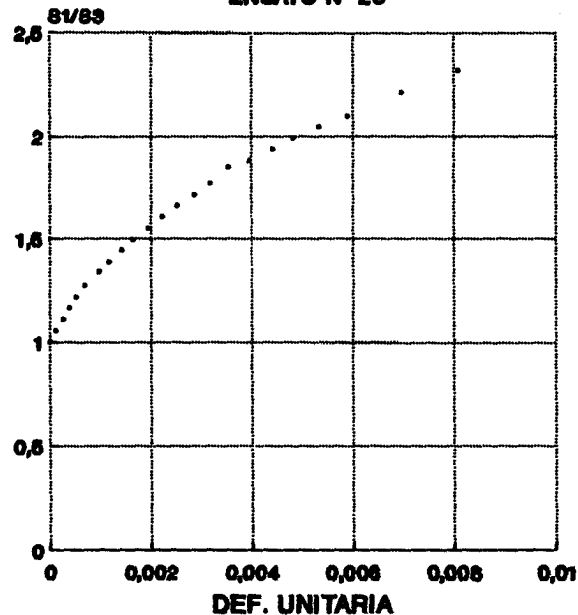
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2 (83-2Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 22



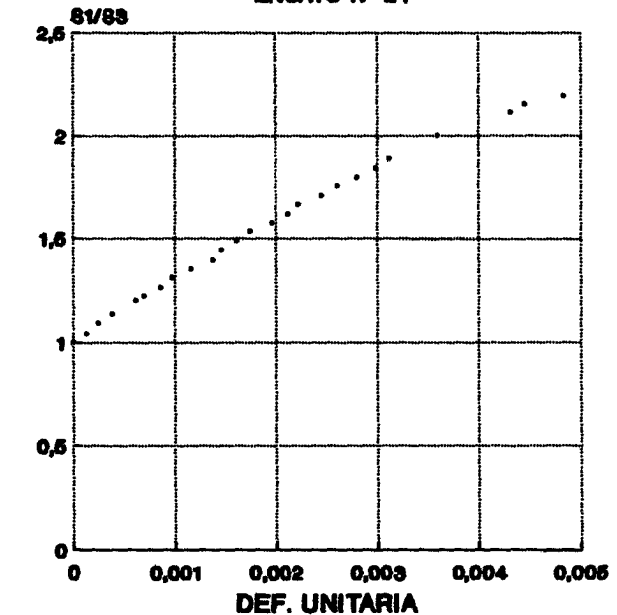
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2 (8E- 3Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 23



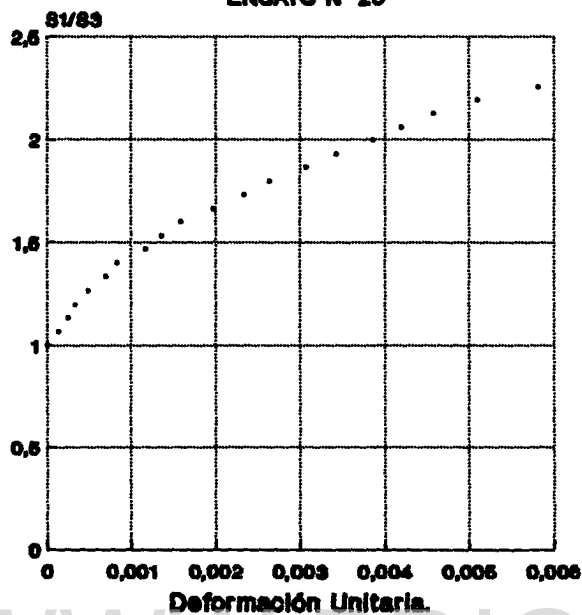
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2 (83-16Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 24



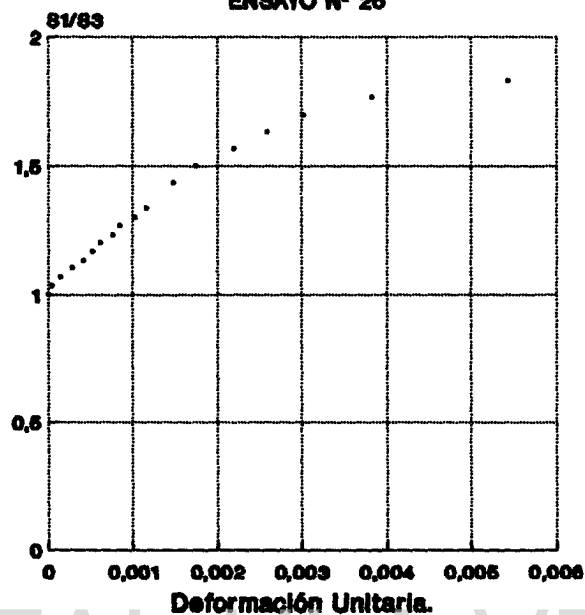
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2 (83-2.6Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 26



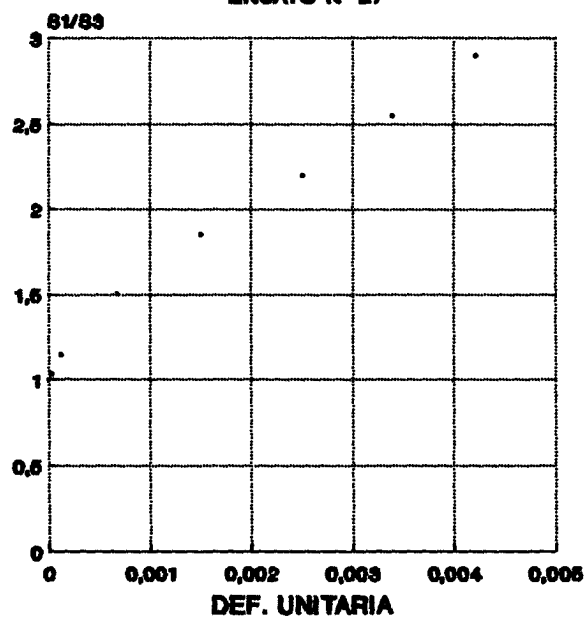
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2 (83-5Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 26



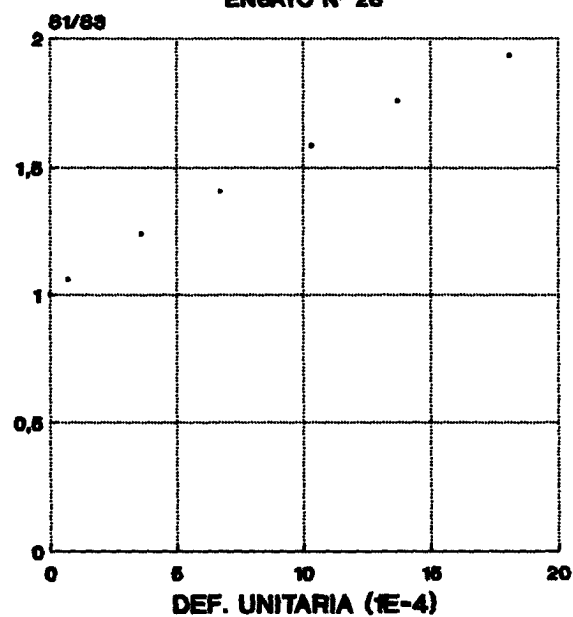
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 3 (83-0.5Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 27



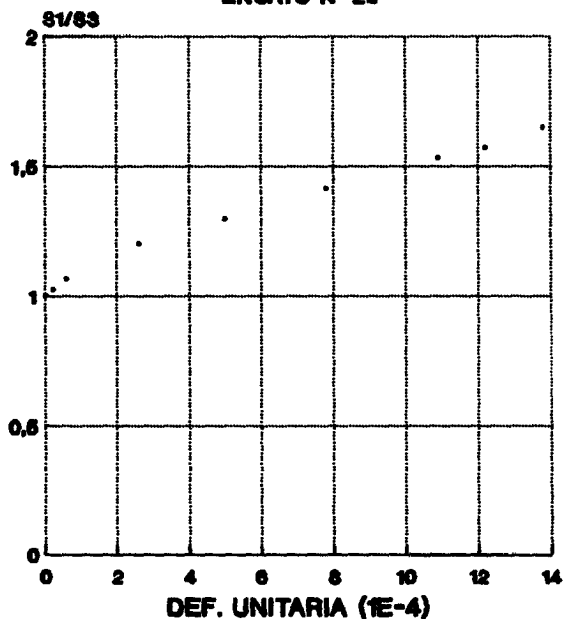
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 3 (83-0.5Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 28



ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 3 (S3=1.6Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

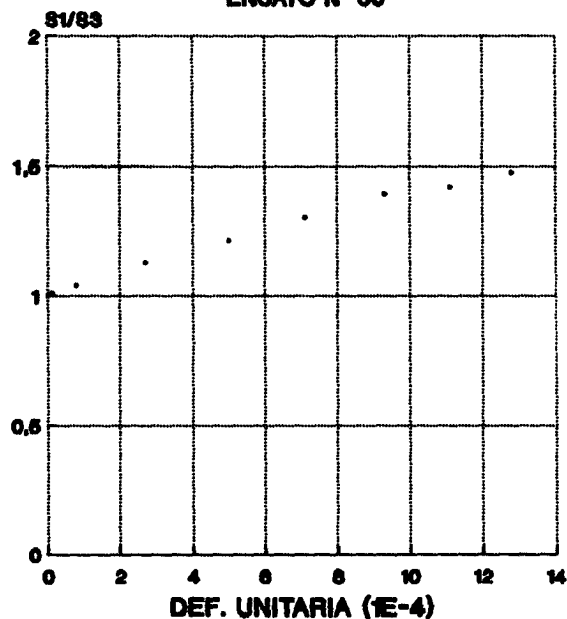
ENSAYO N° 29



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 ULA

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 3 (S3=2.0Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

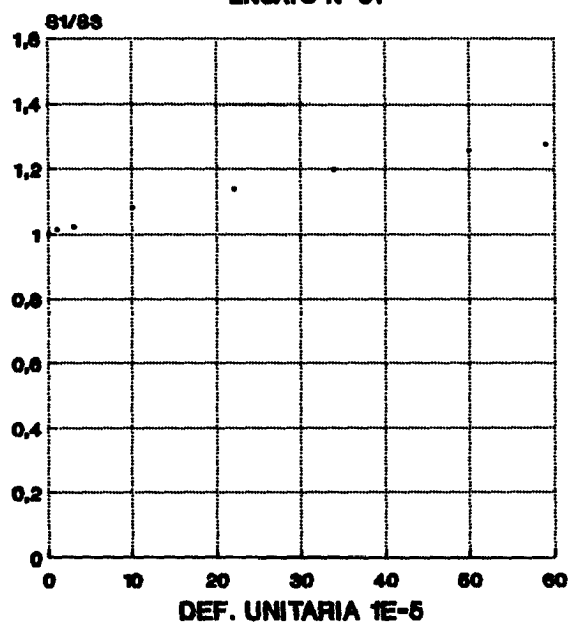
ENSAYO N° 30



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 ULA

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 3 (S3=3Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

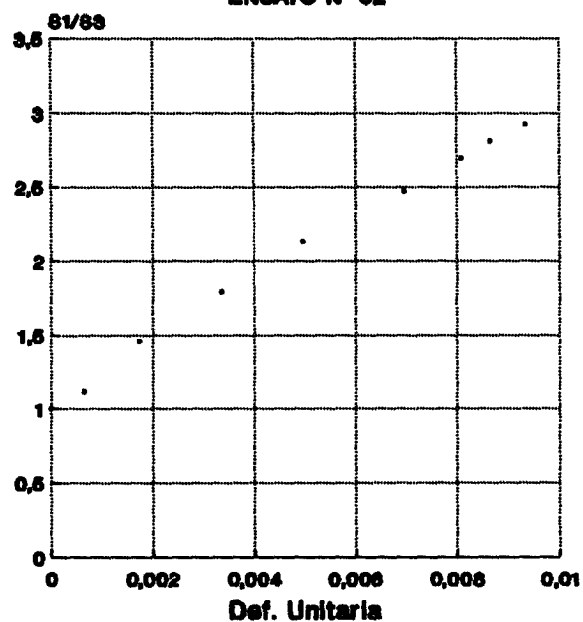
ENSAYO N° 31



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 ULA

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 4 (S3=0.6Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

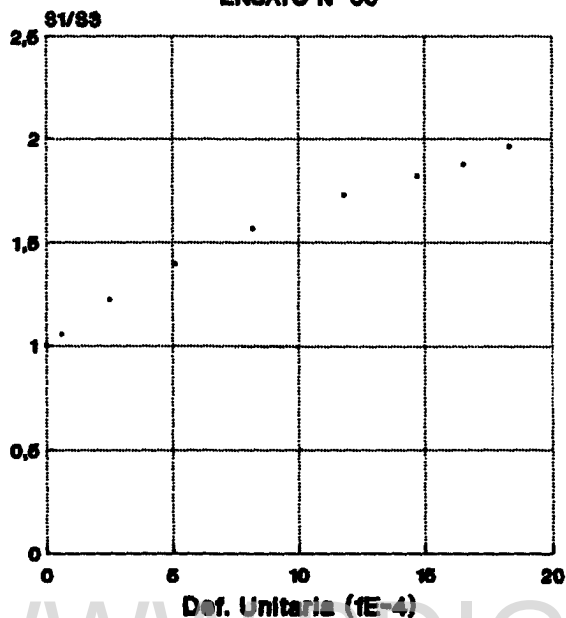
ENSAYO N° 32



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 ULA

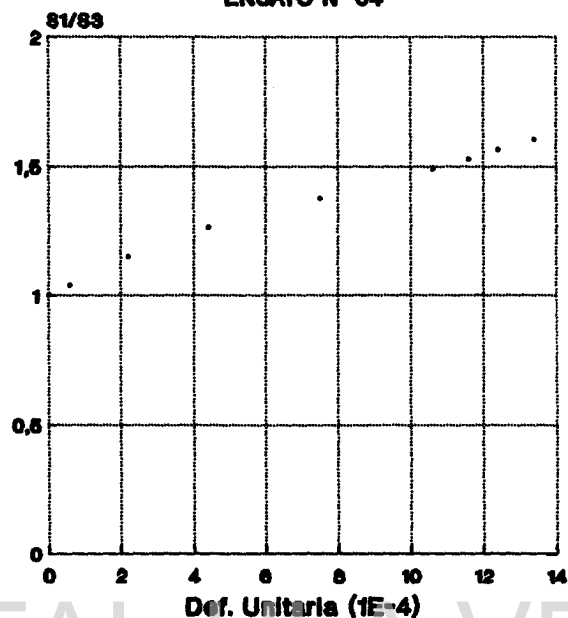
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 4 (S3=10Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 33



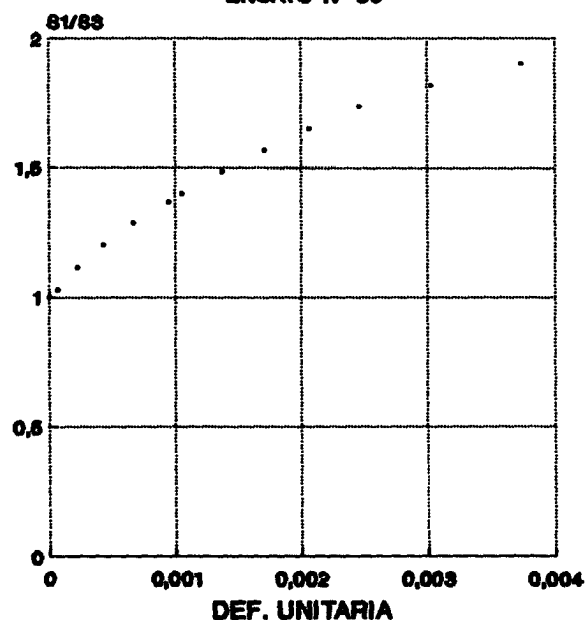
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 4 (S3=16Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 34



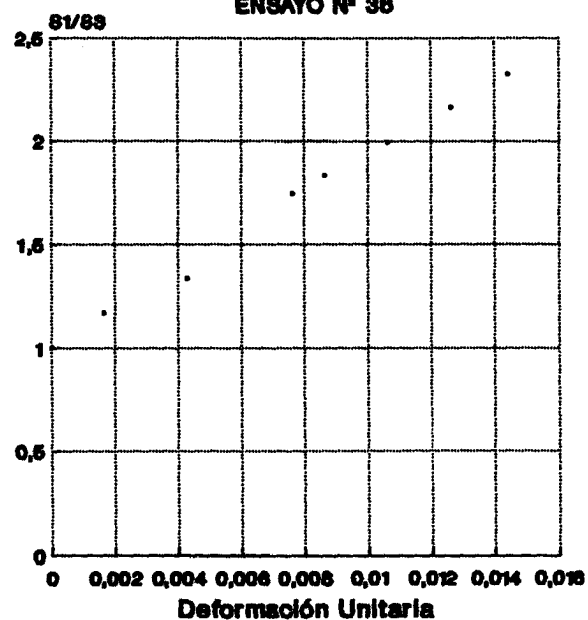
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 4 (S3=2Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

ENSAYO N° 35

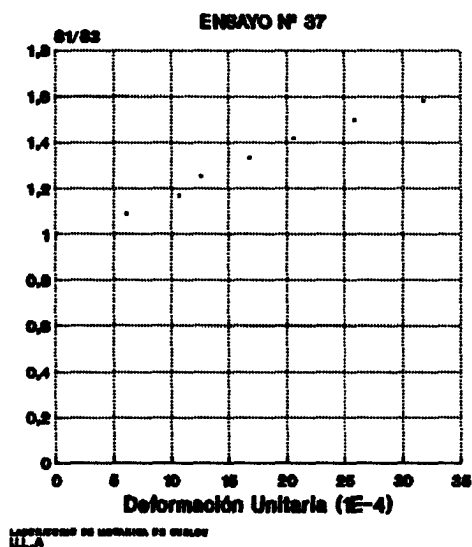


ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 6 (S3=8Kg/cm²)
CURVA UNITARIA

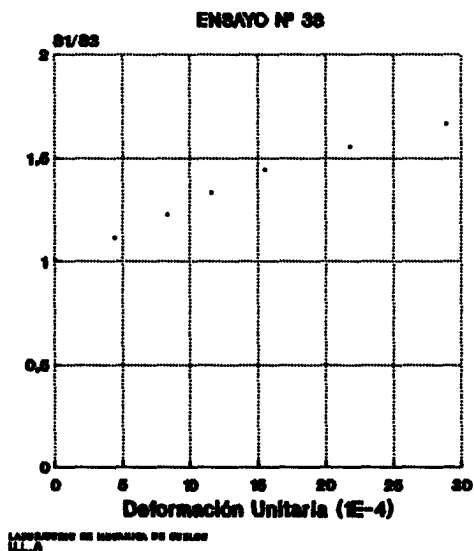
ENSAYO N° 36



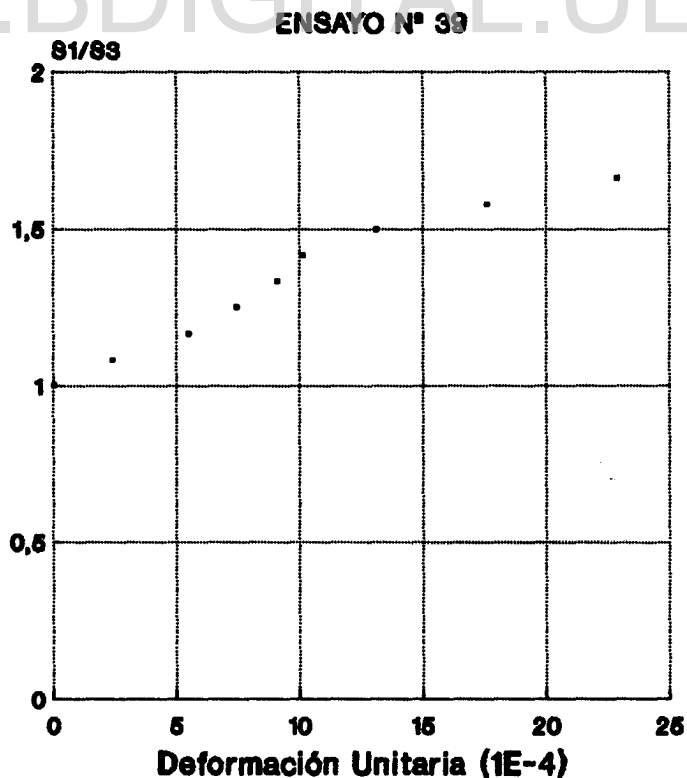
ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 6 (S3=2Kg/cm²)
CURVA UNITARIA



ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 6 (S3=3.0Kg/cm²)
CURVA UNITARIA



ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 3 (S3=4Kg/cm²)
CURVA UNITARIA



Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

A.2. VALORES CARACTERISTICOS Y CORRELACIONES (Ensayo Triaxial tipo 1)

En el Apéndice C, tablas y gráficos, están dadas las tablas y gráficos de los 58 ensayos realizados en este trabajo. Los valores característicos se obtienen de dichos gráficos y tablas, así como de las gráficas anteriores, mediante análisis de correlación (ver capítulo II, sección II.2.2.1 "Definición de Parámetros").

En materiales tales como la arena (A1), el comportamiento es lineal, entonces el parámetro $i = \sigma_3$, por lo que el valor de $b = 1$. Bajo esta condición, los valores característicos son los que definen una sola rama de la relación esfuerzo-deformación, tal como se presenta en el ejemplo del ensayo No. 11, del párrafo anterior.

En materiales como la arena (A2), el comportamiento no es lineal. Sin embargo, para estos materiales, se puede asimilar con una buena correlación, un comportamiento bilineal, esto dentro de los rangos de interés práctico.

A continuación se indican los valores característicos en el caso bilineal:

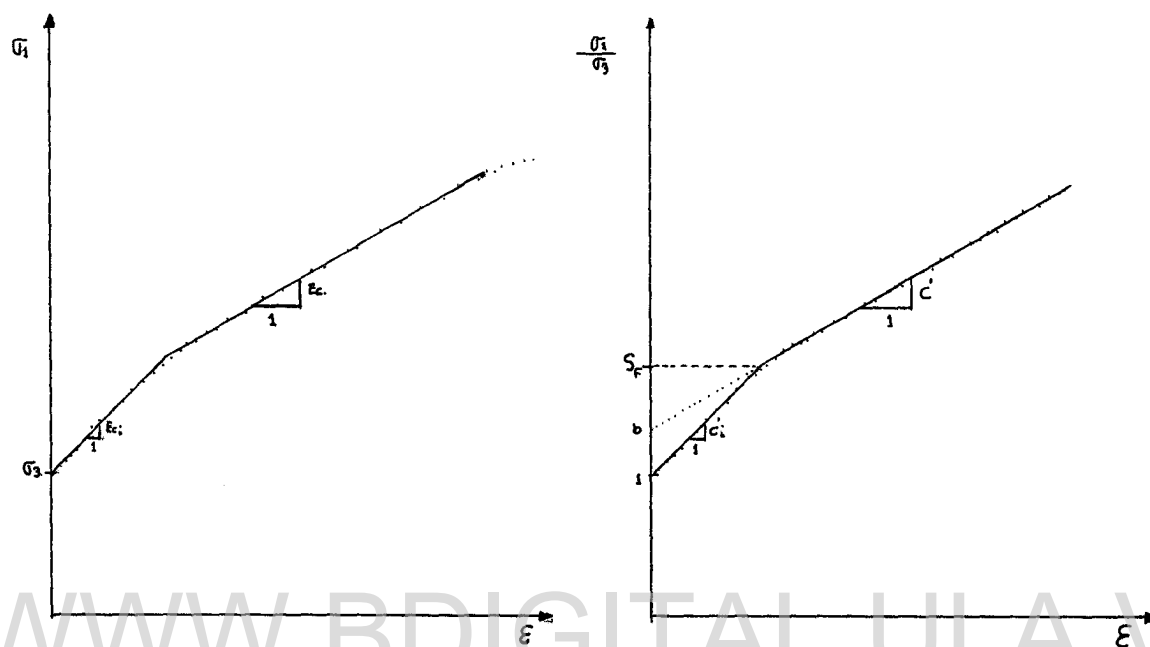


Figura A.1. Análisis bilineal

Se observa que a la rama de la derecha se le da el mismo tratamiento que a la rama única en el caso lineal simple. Esto se explica debido a que el rango de esfuerzos de interés práctico estará casi en su totalidad dentro de dicha rama. Esta segunda rama es la que representa el caso más general de la ley fenomenológica propuesta.

Existen tres parámetros adicionales que se introducen en estos materiales:

E_{ci} , C'_i y S_F . Los dos primeros tienen exactamente la misma definición ya

vista, pero aplicada a la rama inicial y el tercero define el cambio de pendiente y un límite en los rangos de aplicación de ambas ramas.

Cumpliendo con los procedimientos de cálculo descritos y basándose en las tablas y gráficos que se presentan en el Apéndice C y en los gráficos de la relación de esfuerzos σ_1/σ_3 vs ε presentes en este capítulo se obtienen los valores tabulados a continuación:

Arena (A1): Sobre este material, por considerarse el más característico, fueron realizados los primeros 20 ensayos triaxiales tipo 1. El comportamiento de este material fue lineal. A continuación se presentan los valores característicos obtenidos en dichos ensayos, se indican además los parámetros teóricos respectivos:

Tabla A.2. Valores característicos Arena (A1)

Ensayo	σ_3 (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	C'	$C'_{\text{teórico}}$	$E_{c\text{teórica}}$
1	1,0	1066	1000	1305,00	1305,0
2	2,0	2227	1035	1018,00	2036,0
3	3,0	3252	1090	922,33	2767,0
4	1,2	1294	1014	1209,33	1451,2
5	2,5	2451	990	960,60	2401,5
6	3,5	3027	858	895,00	3132,5
7	2,2	2250	1060	991,91	2182,2
8	5,0	4383	923	845,80	4229,0
9	5,0	4116	817	845,80	4229,0
10	1,5	1388	919	1113,67	1670,5
11	1,5	1973	1287	1113,67	1670,5
12	2,0	2000	944	1018,00	2036,0
13	3,0	2701	866	922,33	2767,0
14	1,0	1500	1500	13,050	1305,0
15	1,0	1131	1131	13,050	1305,0
16	4,0	3471	801	874,50	3498,0
17	4,5	3837	849	858,56	3863,5
18	5,0	4087	879	845,80	4229,0
19	4,8	4023	853	850,58	4082,8
20	5,5	4590	840	835,36	4594,5

Parámetro E = 573,65 kg/cm²

Parámetro C = 731,32

$E_c = 573,65 + 731,22 \sigma_3$ $r = 0,987$ (grado de correlación)

$C' = 969,55$; $S_c = \pm 170$

$$C' = \frac{573,65}{\sigma_3} + 731,32 \quad r = 0,985$$

C' teórico = 949,50 (tomando $\sigma_{3min} = 1 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_{3max} = 5,5 \text{ kg/cm}^2$)

Arena (A2): Sobre este material fueron realizados seis ensayos triaxiales tipo I (ensayos No. 21 a No. 26). El comportamiento encontrado fue no lineal y fue asimilado a una correlación bilineal. La presencia de mica introdujo un efecto hidrodinámico retardador bastante considerable, a tal punto que los incrementos de carga fueron realizados con lapsos de entre 4 a 12 horas. A continuación se presentan los valores característicos:

Tabla A.3. Valores característicos Arena (A2)

Ensayo	σ_3 (kg/cm ²)	E_{cl} (kg/cm ²)	C'_i	S_r	E_c (kg/cm ²)	C'	$E_{teór.}$ (kg/cm ²)	$C'_{teór.}$
21	1,0	950,476	950,48	1,267	279,72	279,72	289,57	289,57
22	2,0	1497,88	748,94	1,266	533,92	266,96	499,04	249,52
23	3,0	1626,93	542,31	1,276	630,00	210,00	708,52	236,17
24	1,5	---	---	---	415,40	276,93	394,31	262,87
25	2,5	1630,28	652,11	1,267	610,92	244,39	603,78	241,51
26	5,0	1338,90	267,78	1,167	1152,68	230,54	1127,46	225,49

$$C'_i = 10090,07 - 169,53\sigma_3 \quad r = 0,994$$

$$C'_i = 995,024 - 428,45 \ln(\sigma_3) \quad r = 0,983$$

$$E_{ci} = 995,024\sigma_3 - 428,45\sigma_3 \ln(\sigma_3) \quad r = 0,984$$

$$\text{Parámetro } E = 80,096 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Parámetro } C = 209,473$$

$$E_c = 80,096 + 209,473 \sigma_3 \quad r = 0,991$$

$$C' = 251,42; S_c = \pm 26$$

$$C' = \frac{80,096}{\sigma_3} + 209,473 \quad r = 0,993$$

$$C'_{\text{teórico}} = 251,46 \text{ (tomando } \sigma_{3\min} = 1 \text{ y } \sigma_{3\max} = 3,5 \text{ kg/cm}^2)$$

Arena (A3): Esta arena, poco cementada, presentó un comportamiento lineal. Fueron realizados sobre ésta cinco ensayos triaxiales tipo 1 (ensayos No. 27 a No. 31). El efecto viscoso fue menor que el de la arena (A2) y mayor que el de la arena (A1). A continuación se presentan los parámetros característicos:

Tabla A.4 Valores característicos Arena (A3)

Ensayo	σ_3 (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	C'	$E_{c\text{teórico}}$ (kg/cm ²)	$C'_{\text{teórica}}$
27	0,5	191,72	383,45	262,36	524,721
28	1,0	512,45	512,45	434,34	434,34
29	1,5	609,76	406,51	606,32	404,22
30	2,0	793,52	396,76	778,30	389,15
31	3,0	1096,14	365,38	1112,27	374,09

Parámetro E = 90,379 kg/cm²

Parámetro C = 343,963

$E_c = 90,379 + 343,963 \sigma_3$ $r = 0,987$

$C' = 412,91$; $S_c = \pm 54$

$C' = \frac{90,379}{\sigma_3} + 343,963$ $r = 0,988$

$C'_{\text{teórico}} = 408,74$ (tomando $\sigma_{3\min} = 0,54$ y $\sigma_{3\max} = 3 \text{ kg/cm}^2$)

Arena (A4): Esta arena cementada presentó un comportamiento bilineal.

Fueron realizados sobre ésta cuatro ensayos triaxiales tipo 1 (Ensayos No. 32 a No. 35). El efecto viscoso fue más pronunciado que el de la arena (A3).

A continuación se presentan los valores característicos de dichos ensayos:

Tabla A.5. Valores característicos. Arena A4

Ensayo	σ_3 (kg/cm ²)	E_{ci} (kg/cm ²)	C'_i	S_f	E_c (kg/cm ²)	C'	$E_{C\text{teórica}}$ (kg/cm ²)	$C'_{\text{teórica}}$
32	0,5	---	---	---	55,06	110,12	81,52	163,04
33	1,0	931,22	931,22	1,45	371,31	371,31	324,47	324,47
34	1,5	1041,67	649,45	1,23	553,10	368,73	567,41	378,28
35	2,0	1055,23	527,62	1,23	804,29	402,15	810,36	405,18

$C'_i = 1323,163 - 403,6\sigma_3$ $r = 0,995$

$C'_i = 931,034 - 582,382 \ln_3$ $r = 0,999$

$$E_{ci} = 931,034\sigma_3 - 582,382\sigma_3 \ln(\sigma_3) \quad r = 0,999$$

$$\text{Parámetro } E = -161,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Parámetro } C = 485,896$$

$$E_c = -161,43 + 485,896 \sigma_3 \quad r = 0,995$$

$$C' = 313,08; S_c = \pm 127$$

$$C' = \frac{-161,43}{\sigma_3} + 485,896 \quad r = 0,997$$

$$C'_{\text{teórico}} = 336,70 \text{ (tomando } \sigma_{3\min} = 0,5 \text{ y } \sigma_{3\max} = 2 \text{ kg/cm}^2)$$

Arena A5: Con esta arena se produce un comportamiento lineal hasta un valor de σ_1/σ_3 considerablemente menor que para las arenas A1 y A2 (hasta un 30% menor). A partir de dicho valor el comportamiento fue errático sin poderse establecer correlaciones. Es importante considerar que este material fue ensayado con una estructura distorsionada respecto a su estructura virgen. A continuación se presentan los parámetros característicos analizando la linealidad hasta un valor de $\sigma_1/\sigma_3 = 1,60$ aproximadamente:

Tabla A.6. Valores característicos. Arena A5

Ensayo	σ_3 (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	C'	$E_{c\text{teórico}}$ (kg/cm ²)	$C'_{\text{teórico}}$
36	1	94,289	94,289	114,50	114,50
37	2	380,497	190,249	338,00	169,00
38	3	659,652	219,884	710,50	236,83
39	4	1512,95	378,238	1232,0	308,00

En este caso no se cumple linealidad entre los parámetros E_c y σ_3 . Se obtiene más bien una ecuación parabólica de la siguiente forma:

$$E_c = E + m\sigma_3^2$$

Se encontraron los siguientes valores:

$$E = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = 74,5 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$r = 0,992$$

$$C' = \frac{40}{\sigma_3} + 74,5\sigma_3 \quad r = 0,990$$

$$C' = 226,65 ; S_c = \pm 109$$

Aplicando el teorema del valor medio a la ecuación anterior, con límites $\sigma_{3\min}$ = 1 kg/cm² y $\sigma_{3\max}$ = 4 kg/cm², se obtiene:

$$C'_{\text{teórico}} = 204,73$$

Limo Arenociloso L. Este material fue ensayado en 1978 por el Prof. José Isidro Casteletti en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la U.N.A.M., México, estos resultados fueron extraídos de la tesis de Maestría “Investigación de la Expansión en el Fenómeno de Histeresis de los Suelos”. Los valores extractados de dicho trabajo son los de la rama en compresión, los cuales son desarrollados hasta pequeños límites de relación σ_1/σ_3 . Esto nos sirve para analizar la parte inicial de las curvas bilineales y con bajos esfuerzos de confinamiento σ_3 .

A continuación se presentan los valores característicos hallados:

Tabla A.6. Valores característicos. (L)

Ensayo	σ_3 (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	C'	$E_{c\text{teórico}}$ (kg/cm ²)	$C'_{\text{teórico}}$
40	0	67,181	---	0	---
41	0,2	212,77	1063,85	215,07	1075,34
42	0,4	340,92	852,30	331,40	828,49
43	0,6	410,62	684,37	410,46	684,10
44	0,8	470,24	587,84	465,31	581,64
45	1,5	477,86	318,57	536,67	357,78
46	3,0	386,78	128,93	332,78	110,91

$$C'_i = 502,175 - 356,13 \ln(\sigma_3)$$

$$r = 0,998$$

$$E_{ci} = 502,175 \sigma_3 - 356,13 \sigma_3 \ln(\sigma_3)$$

$$r = 0,999$$

En las gráficas siguientes se presentan ploteados los valores característicos y las ecuaciones teóricas de correlación; tal como fueron presentados en las tablas A.2 hasta la A.7

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
ARENA N° 1

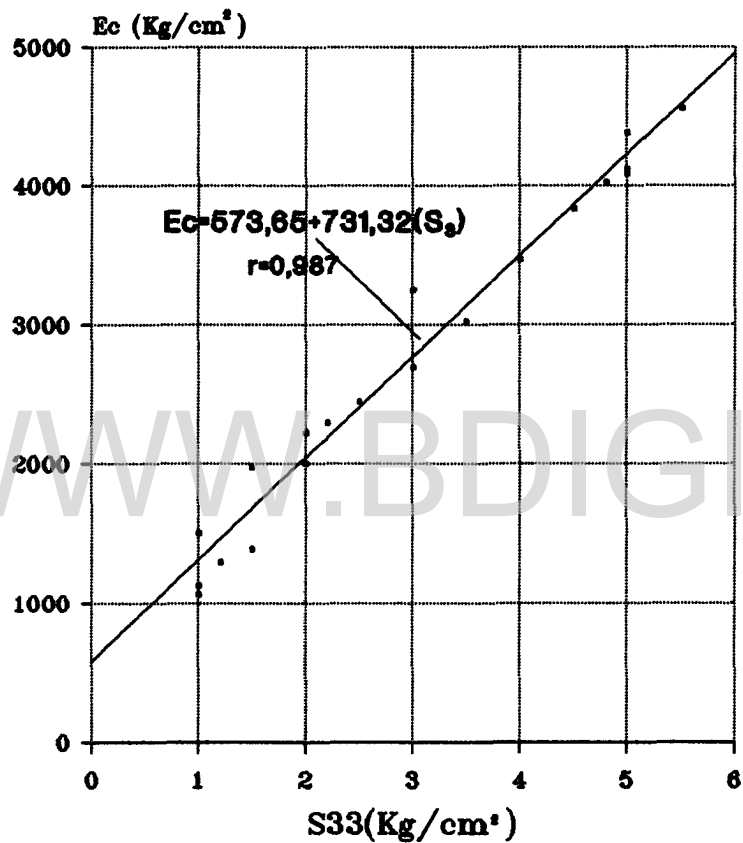
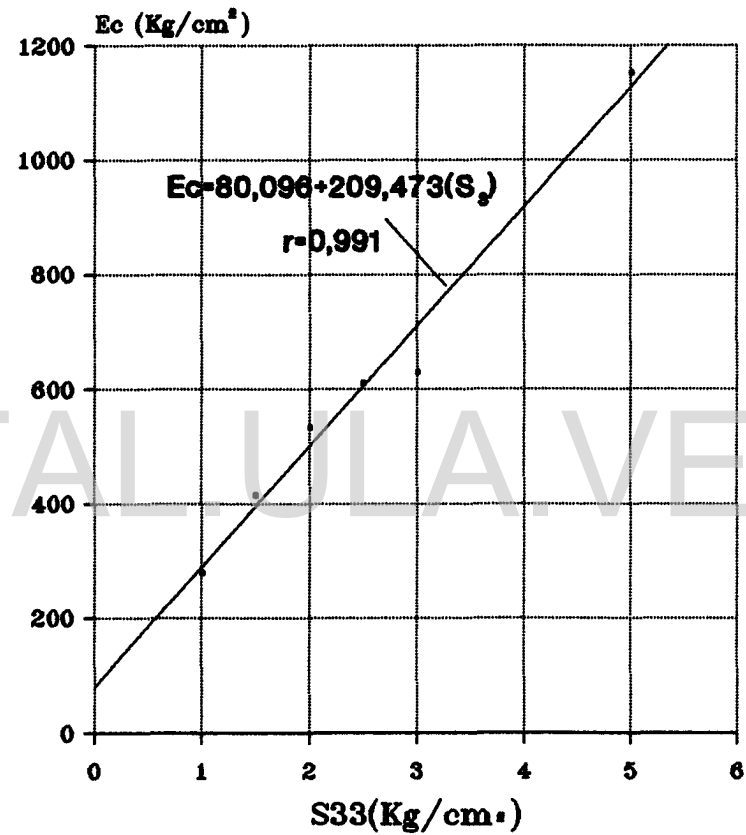


FIGURA A.2

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
ARENA N° 2



UFIGURA A.3

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
ARENA N° 3

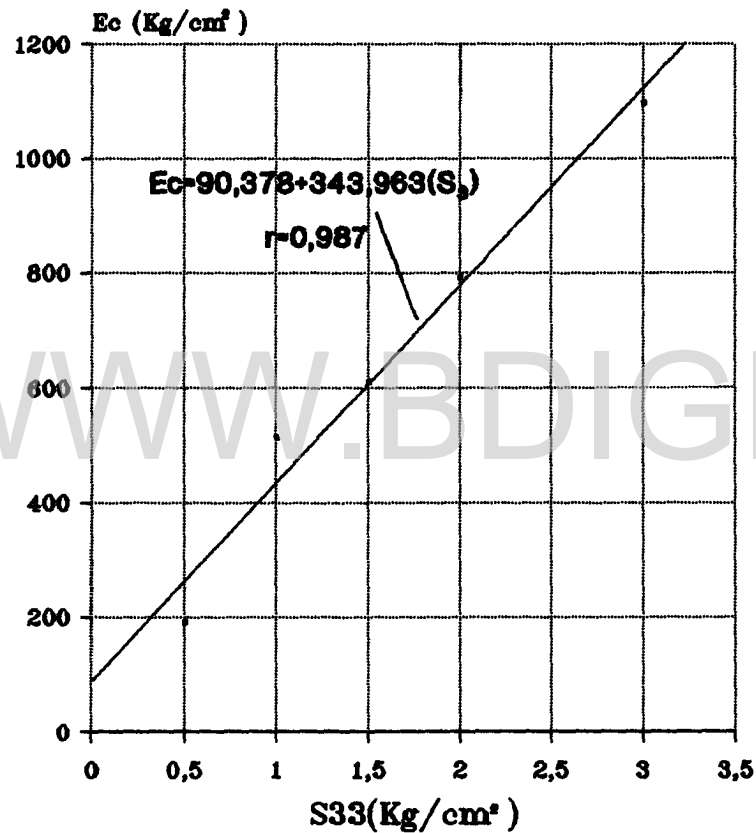


FIGURA A.4

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
ARENA N° 4

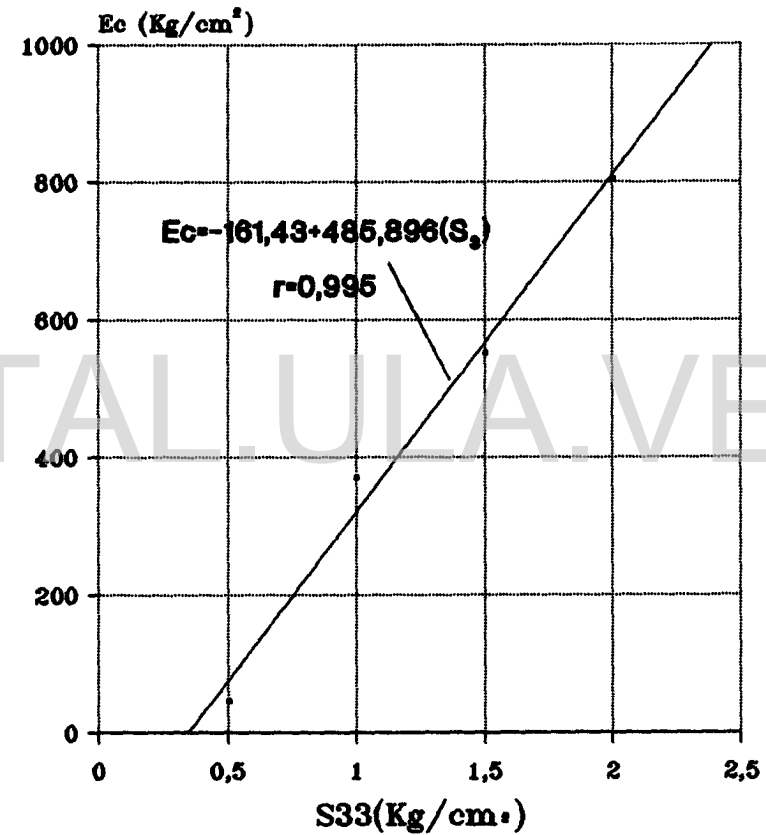


FIGURA A.5

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
ARENA N° 5

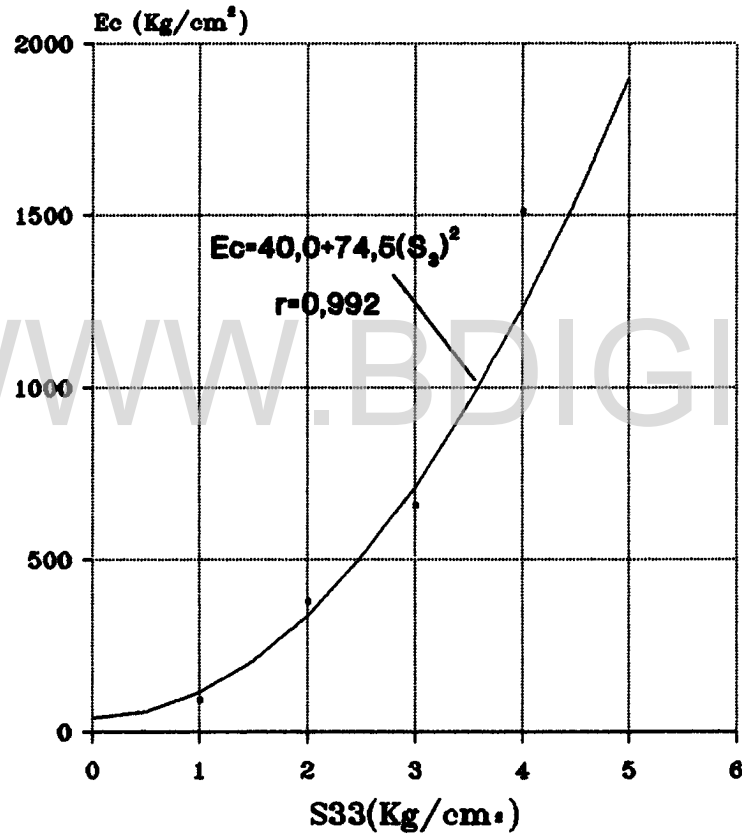


FIGURA A.6

RELACION ENTRE C_p Y S_{33}
ARENA N° 1

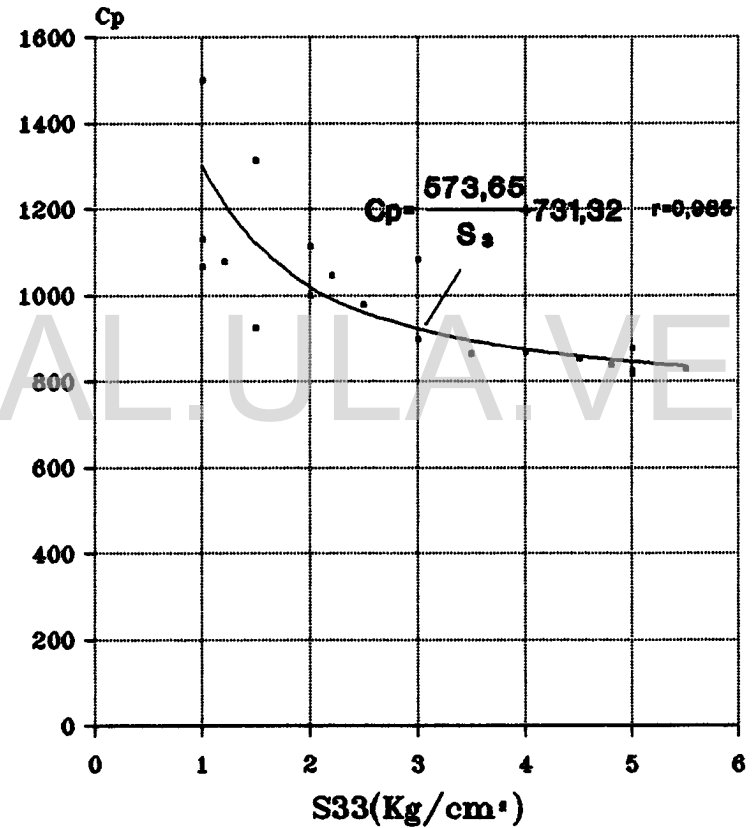


FIGURA A.7

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
ARENA N° 2

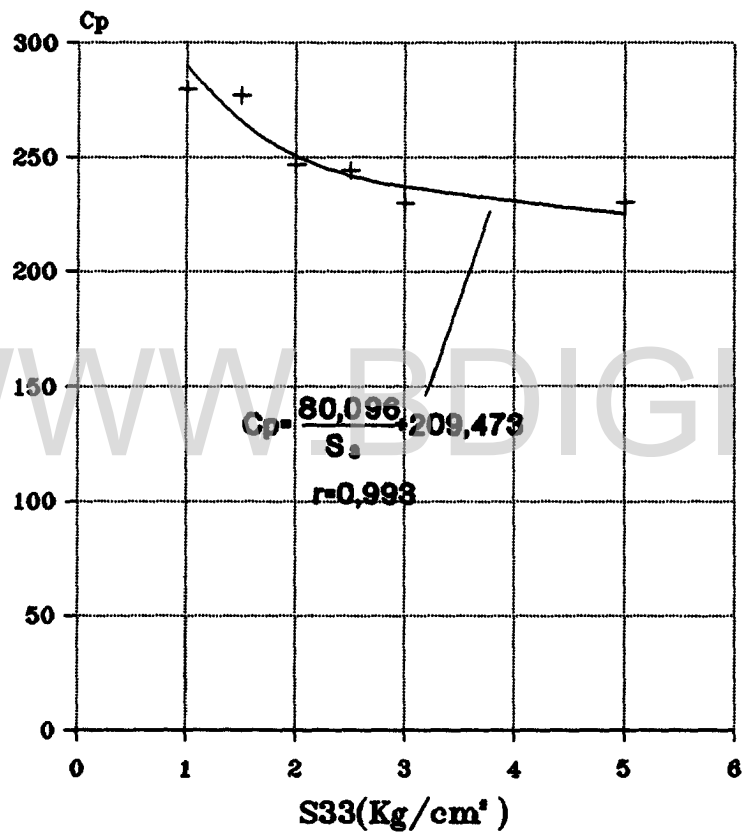


FIGURA A.8

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
ARENA N° 3

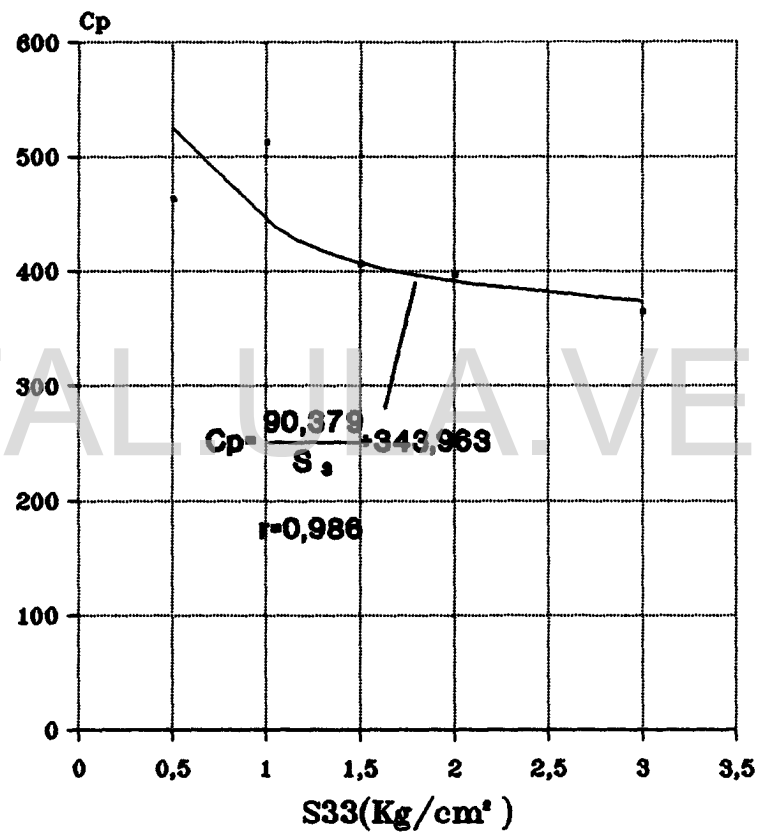


FIGURA A.9

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
ARENA N° 4

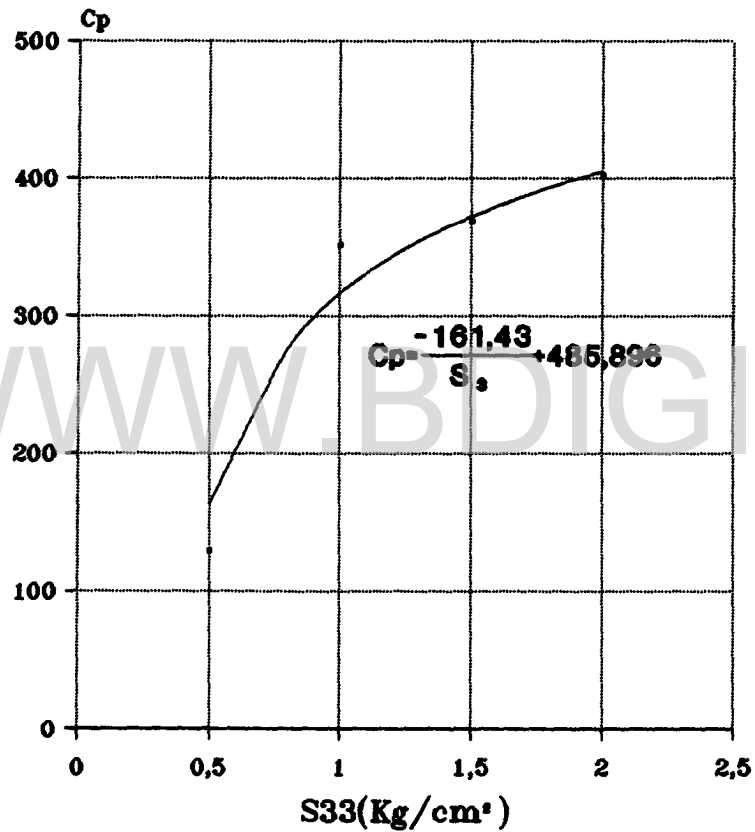


FIGURA A.10

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
ARENA N° 5

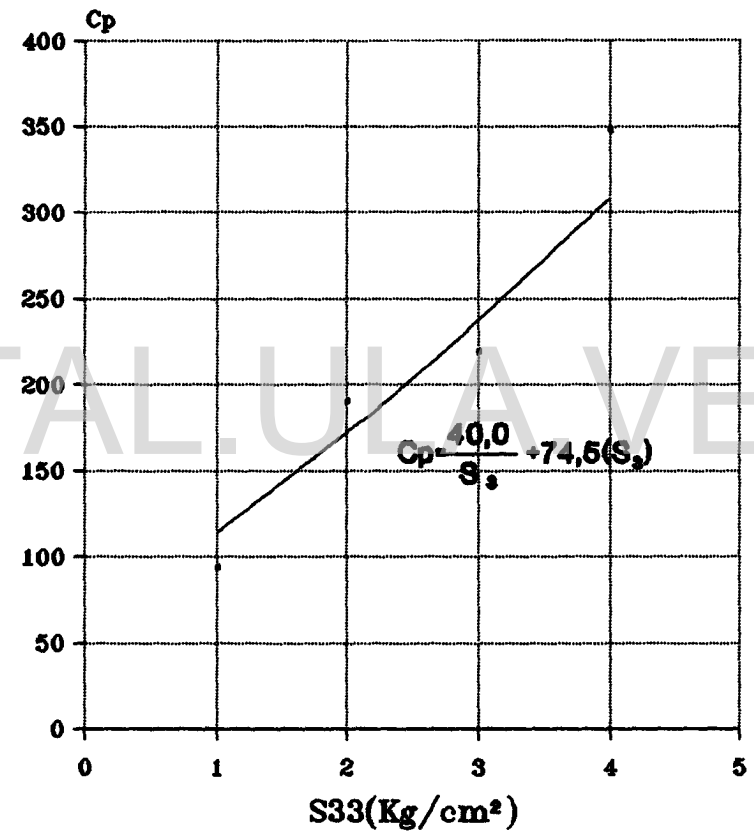


FIGURA A.11

RELACION ENTRE E_{ci} Vs. S_{33}
ARENA N° 2

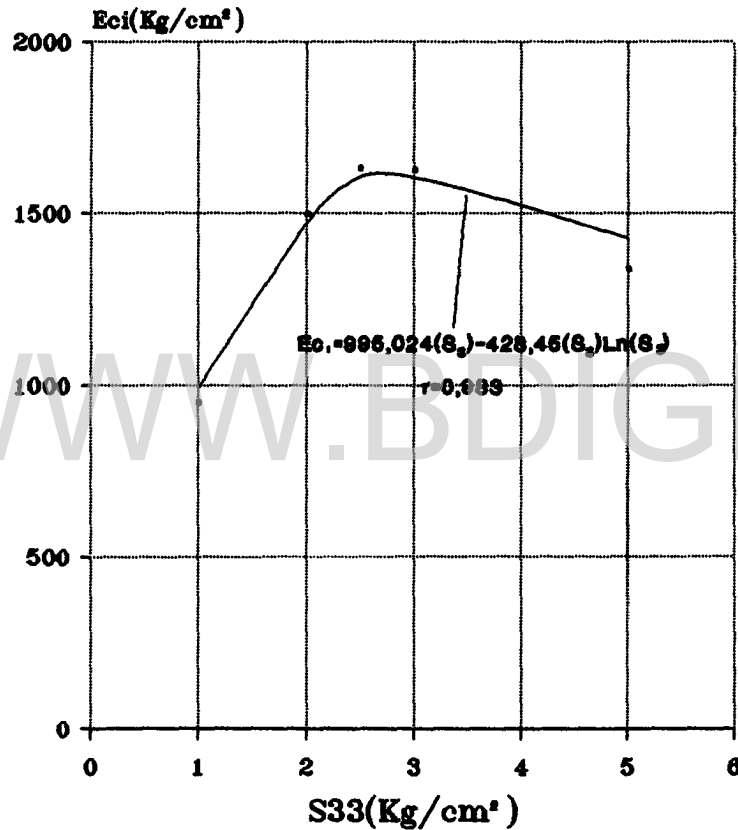


FIGURA A.12

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
LIMO ARCILLO ARENOSO

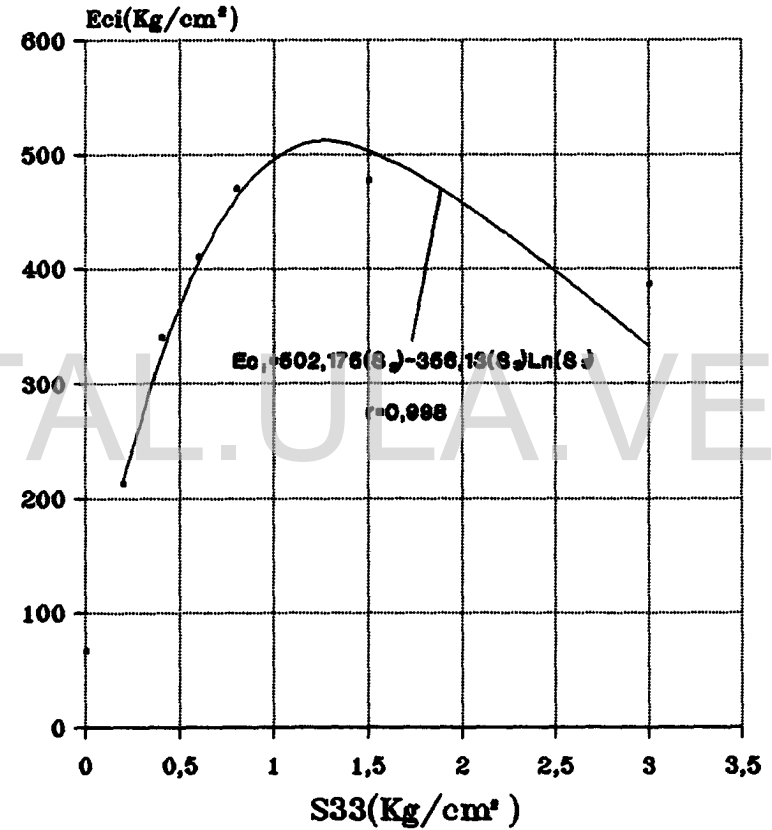


FIGURA A.13

RELACION ENTRE C_{pi} Y S_{33}
ARENA N° 2

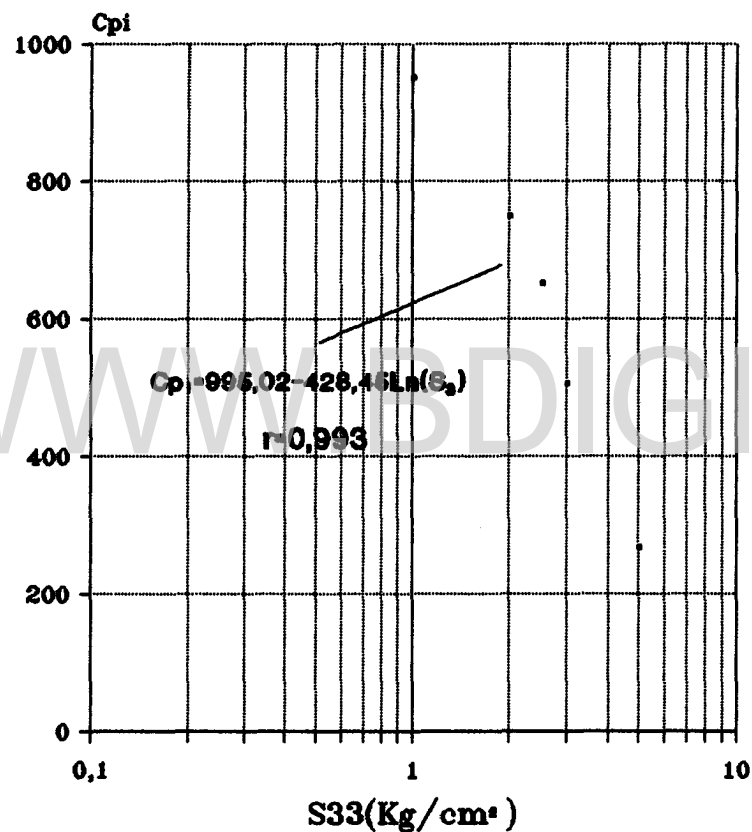


FIGURA A.14

RELACION ENTRE C_i Y S_{33}
ARENA N° 4

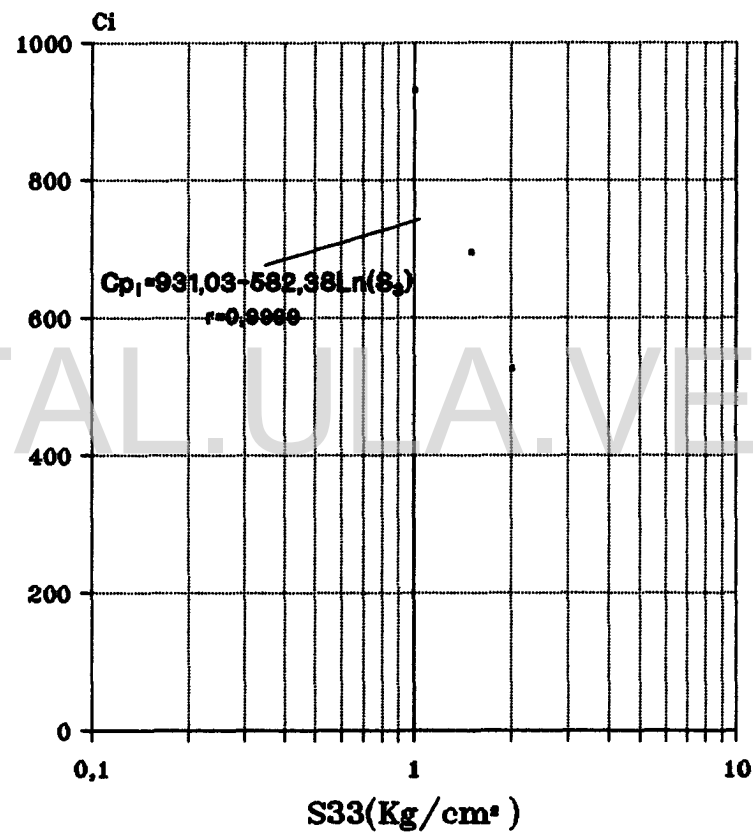


FIGURA A.15

RELACION ENTRE E_c Y S_{33}
LIMO ARCILLO ARENOSO

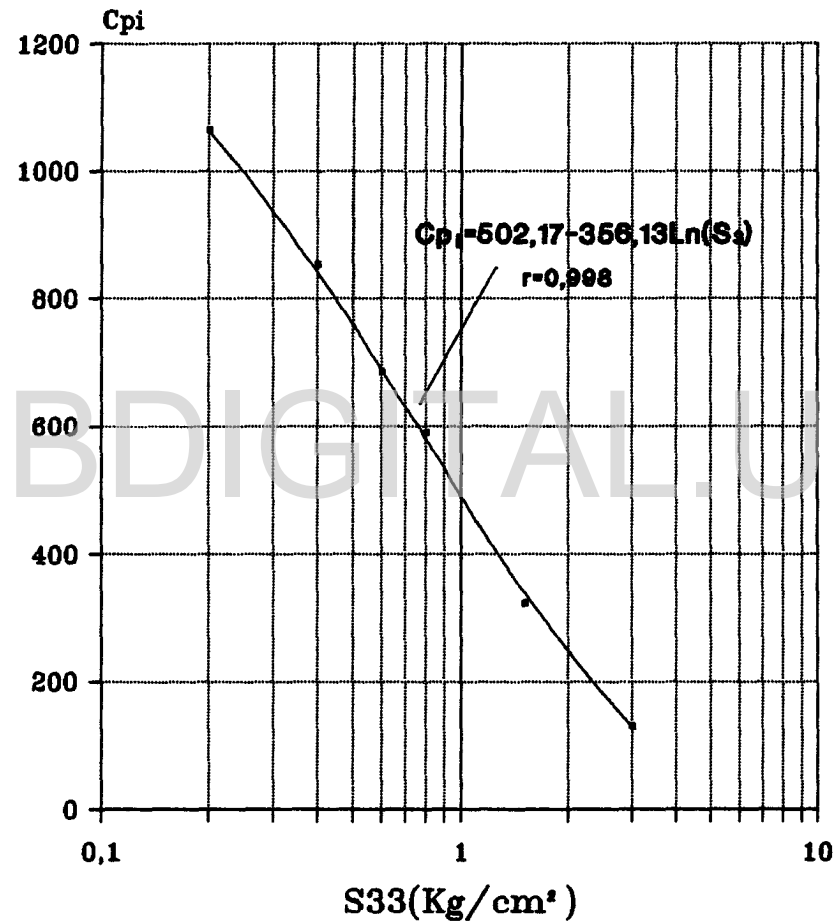


FIGURA A.16

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

A.3. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EDOMETRICOS

Los ensayos 47 a 54 fueron 8 ensayos edométricos realizados; seis con la arena A1 y 2 con la arena A.2. Las tablas y gráficas de dichos ensayos se presentan en el Apéndice “C”.

Las tablas y gráficos experimentales contenidas en el Apéndice “C”, nos dan la relación esfuerzo axial σ_z vs deformación unitaria axial ε . En este trabajo, se requiere analizar la relación entre el módulo confinado E_s y los esfuerzos axiales σ_z . Asimismo, interesa observar dicha relación para valores de σ_z pequeños como el intercepto con el origen $\sigma_z = 0$, llamado E_{s0} , para poder considerar su relación con el valor de E .

En la figura A.3.1. se presenta un esquema para poder realizar dicho análisis:

La ordenada σ_{z1i} es un valor intermedio entre el valor $\sigma_{z(i-1)}$ y $\sigma_{z(i)}$ y la ordenada σ_{z2i} es un valor intermedio entre el valor σ_{zi} y $\sigma_{z(i+1)}$. Asimismo, se obtienen los valores de ε_{1y} y ε_{zi} . Con estos cuatro valores se obtiene un valor de ε_{si} respectivo al valor σ_{zi} . De esta manera se construyen las curvas que relacionan E_s vs σ_z .

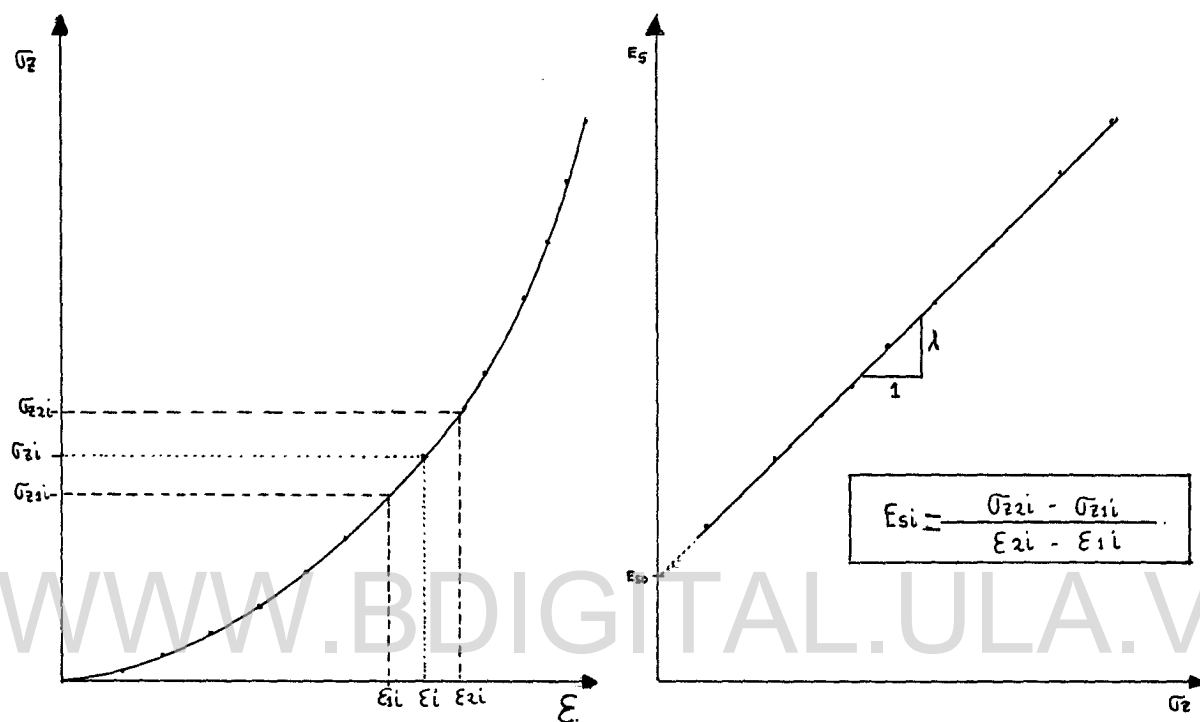


Figura A.3.1.

Seguidamente se presentan dichos resultados:

A.3.1. Tablas para la Relación E_s vs σ_z

Tabla A.3.1.1. Ensayo 47 (Arena A1)

ε_z	σ_z (kg/cm ²)	ε_{1i} ε_{2i} (kg/cm ²)	σ_{z1i} σ_{z2i} (kg/cm ²)	E_{si} (kg/cm ²)
0	0,255			
$1,574 \times 10^{-4}$	0,509	$7,90 \times 10^{-5}$	0,382	1321,799
$5,789 \times 10^{-4}$	1,019	$3,68 \times 10^{-4}$	0,764	1705,357
$1,053 \times 10^{-3}$	2,037	$8,16 \times 10^{-4}$	1,528	1279,053
$3,368 \times 10^{-3}$	4,584	$2,21 \times 10^{-3}$	3,311	1480,620
$6,211 \times 10^{-3}$	9,677	$4,79 \times 10^{-3}$	7,131	2015,567
$1,095 \times 10^{-2}$	19,863	$8,58 \times 10^{-3}$	14,770	2273,661
$1,968 \times 10^{-2}$	40,234	$1,530 \times 10^{-2}$	30,049	2325,342
		$1,968 \times 10^{-2}$	40,234	

Tabla A.3.1.2. Ensayo 48 (Arena A1)

ε_z	σ_z (kg/cm ²)	ε_{1i} ε_{2i} (kg/cm ²)	σ_{z1i} σ_{z2i} (kg/cm ²)	E_{si} (kg/cm ²)
0	0			
$4,158 \times 10^{-3}$	2,55	$2,08 \times 10^{-3}$	1,28	894,37
$5,684 \times 10^{-3}$	5,09	$4,92 \times 10^{-3}$	3,82	1939,09
$8,105 \times 10^{-3}$	10,19	$6,89 \times 10^{-3}$	7,64	2380,06
$1,220 \times 10^{-2}$	20,37	$1,01 \times 10^{-2}$	15,28	623,67
$5,705 \times 10^{-2}$	40,74	$3,46 \times 10^{-2}$	30,56	453,45
		$5,70 \times 10^{-2}$	40,74	

Tabla A.3.1.3. Ensayo 49 (Arena A1)

ε_z	σ_z (kg/cm ²)	ε_{1i} ε_{2i} (kg/cm ²)	σ_{z1i} σ_{z2i} (kg/cm ²)	E_{si} (kg/cm ²)
0	0			
$1,047 \times 10^{-2}$	2,55	$5,24 \times 10^{-3}$	1,28	426,17
$1,195 \times 10^{-2}$	5,09	$1,12 \times 10^{-2}$	3,82	1910,00
$1,437 \times 10^{-2}$	10,19	$1,32 \times 10^{-2}$	7,64	2122,22
$1,932 \times 10^{-2}$	20,37	$1,68 \times 10^{-2}$	15,28	2546,67
$2,637 \times 10^{-2}$	40,74	$2,28 \times 10^{-2}$	30,56	2851,50
		$2,637 \times 10^{-2}$	40,74	

Tabla A.3.1.4. Ensayo 50 (Arena A1)

ε_z	σ_z (kg/cm ²)	ε_{1i} ε_{2i} (kg/cm ²)	σ_{z1i} σ_{z2i} (kg/cm ²)	E_{si} (kg/cm ²)
0	0			
$7,947 \times 10^{-3}$	2,55	$3,97 \times 10^{-3}$	1,28	560,71
$9,052 \times 10^{-3}$	5,09	$8,50 \times 10^{-3}$	3,82	1193,75
$1,432 \times 10^{-2}$	10,19	$1,17 \times 10^{-2}$	7,64	979,49
$2,474 \times 10^{-2}$	20,37	$1,95 \times 10^{-2}$	15,28	998,69
$4,484 \times 10^{-2}$	40,74	$3,48 \times 10^{-2}$	30,56	1013,94
		$4,484 \times 10^{-2}$	40,74	

Tabla A.3.1.5. Ensayo 51 (Arena A1)

ϵ_z	σ_z (kg/cm ²)	ϵ_{1i} ϵ_{2i} (kg/cm ²)	σ_{z1i} σ_{z2i} (kg/cm ²)	E_{si} (kg/cm ²)
0	0,251			
$8,05 \times 10^{-3}$	2,80	$4,03 \times 10^{-3}$	1,528	419,93
$1,211 \times 10^{-2}$	5,35	$1,01 \times 10^{-2}$	4,075	735,58
$1,847 \times 10^{-2}$	10,44	$1,53 \times 10^{-2}$	7,90	885,71
$2,900 \times 10^{-2}$	20,63	$2,37 \times 10^{-2}$	15,34	1474,29
$5,179 \times 10^{-2}$	41,00	$3,42 \times 10^{-2}$	30,82	578,74
		$5,18 \times 10^{-2}$	41,00	

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Tabla A.3.1.5. Ensayo 52 (Arena A1)

ε_z	σ_z (kg/cm ²)	ε_{1i} ε_{2i} (kg/cm ²)	σ_{z1i} σ_{z2i} (kg/cm ²)	E_{si} (kg/cm ²)
0	0			
$2,37 \times 10^{-4}$	0,051	$1,19 \times 10^{-4}$	0,026	277,17
$3,68 \times 10^{-4}$	0,102	$3,03 \times 10^{-4}$	0,077	644,07
$4,74 \times 10^{-4}$	0,204	$4,21 \times 10^{-4}$	0,153	726,42
$5,79 \times 10^{-4}$	0,255	$5,27 \times 10^{-4}$	0,230	525,95
$1,053 \times 10^{-3}$	0,509	$8,16 \times 10^{-4}$	0,382	574,32
$1,474 \times 10^{-3}$	0,764	$1,26 \times 10^{-3}$	0,637	510,00
$2,053 \times 10^{-3}$	1,019	$1,76 \times 10^{-3}$	0,892	508,00
$2,474 \times 10^{-3}$	1,273	$2,26 \times 10^{-3}$	1,146	795,83
$3,000 \times 10^{-3}$	1,783	$2,74 \times 10^{-3}$	1,528	927,27
$3,579 \times 10^{-3}$	2,292	$3,29 \times 10^{-3}$	2,038	960,38
$4,053 \times 10^{-3}$	2,801	$3,82 \times 10^{-3}$	2,547	1156,82
$4,474 \times 10^{-3}$	3,310	$4,26 \times 10^{-3}$	3,056	1241,46
$4,468 \times 10^{-3}$	3,820	$4,67 \times 10^{-3}$	3,565	1275,00
$5,263 \times 10^{-3}$	4,329	$5,07 \times 10^{-3}$	4,075	1590,63
$5,526 \times 10^{-3}$	4,838	$5,39 \times 10^{-3}$	4,584	2678,95
$5,632 \times 10^{-3}$	5,348	$5,58 \times 10^{-3}$	5,093	1625,53
$6,479 \times 10^{-3}$	6,366	$6,05 \times 10^{-3}$	5,857	1435,21
$7,053 \times 10^{-3}$	7,385	$6,76 \times 10^{-3}$	6,876	1320,35
$8,737 \times 10^{-3}$	9,422	$7,90 \times 10^{-3}$	8,404	1414,58
		$9,34 \times 10^{-3}$	10,441	

Tabla A.3.1.5. Ensayo 52 (Arena A1)
Continuación

ε_z	σ_z (kg/cm ²)	ε_{1i} ε_{2i} (kg/cm ²)	σ_{z1i} σ_{z2i} (kg/cm ²)	E_{si} (kg/cm ²)
$9,947 \times 10^{-3}$	11,459	$1,07 \times 10^{-2}$	12,733	1685,29
$1,153 \times 10^{-2}$	14,006	$1,22 \times 10^{-2}$	15,279	1697,33
$1,295 \times 10^{-2}$	16,552	$1,43 \times 10^{-2}$	19,099	1816,67
$1,574 \times 10^{-2}$	21,645	$1,574 \times 10^{-2}$	21,645	1771,53

Tabla A.3.1.6. Ensayo 53 (Arena A2)

ε_z	σ_z (kg/cm ²)	ε_{1i} ε_{2i} (kg/cm ²)	σ_{z1i} σ_{z2i} (kg/cm ²)	E_{si} (kg/cm ²)
0	0	$3,69 \times 10^{-3}$	0,255	83,443
$7,37 \times 10^{-3}$	0,509	$9,79 \times 10^{-3}$	0,764	121,078
$1,22 \times 10^{-2}$	1,019	$1,61 \times 10^{-2}$	1,528	207,356
$1,99 \times 10^{-2}$	2,037	$2,47 \times 10^{-2}$	3,331	326,50
$2,95 \times 10^{-2}$	4,584	$3,64 \times 10^{-2}$	7,131	424,11
$4,33 \times 10^{-2}$	9,677	$5,44 \times 10^{-2}$	14,765	559,28
$6,55 \times 10^{-2}$	19,863	$6,55 \times 10^{-2}$	19,863	

Tabla A.3.1.6. Ensayo 54 (Arena A2)

ε_z	σ_z (kg/cm ²)	ε_{1l} ε_{2l} (kg/cm ²)	σ_{z1l} σ_{z2l} (kg/cm ²)	E_{si} (kg/cm ²)
0	0,255			
$9,33 \times 10^{-4}$	0,509	$4,67 \times 10^{-4}$	0,382	149,04
$5,13 \times 10^{-3}$	1,019	$3,03 \times 10^{-3}$	0,764	141,74
$1,17 \times 10^{-2}$	2,037	$8,42 \times 10^{-3}$	1,528	207,81
$2,23 \times 10^{-2}$	4,584	$1,70 \times 10^{-2}$	3,311	276,81
$3,92 \times 10^{-2}$	9,677	$3,08 \times 10^{-2}$	7,131	352,03
$6,58 \times 10^{-2}$	19,863	$5,25 \times 10^{-2}$	14,770	460,90
$8,33 \times 10^{-2}$	30,049	$7,46 \times 10^{-2}$	24,956	585,40
		$8,33 \times 10^{-2}$	30,049	

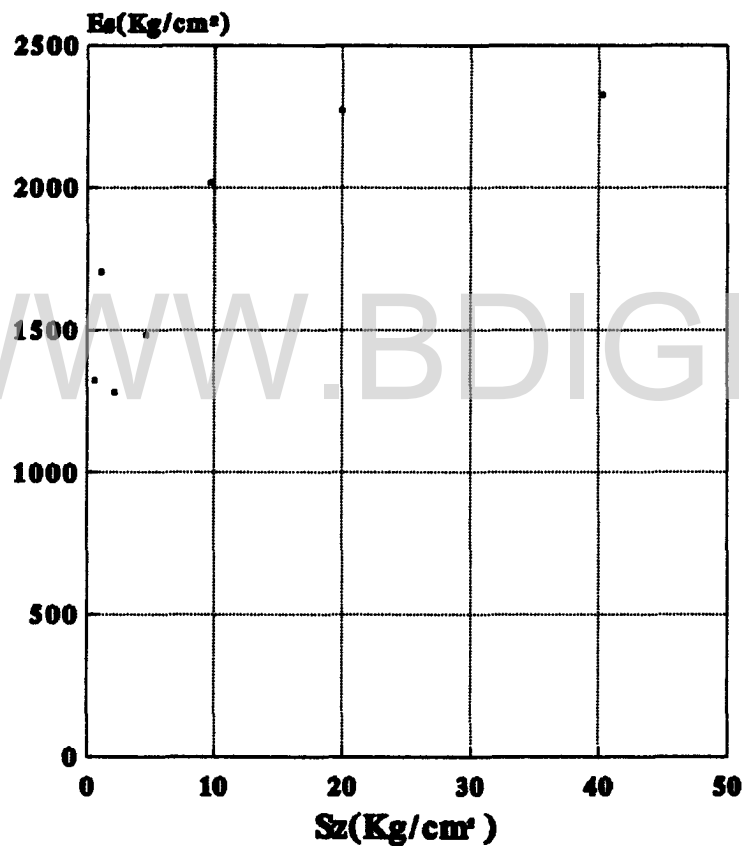
WWW.BDIGITAL.ULA.VE

A.3.2. Gráficas de la Relación E_s vs σ_z

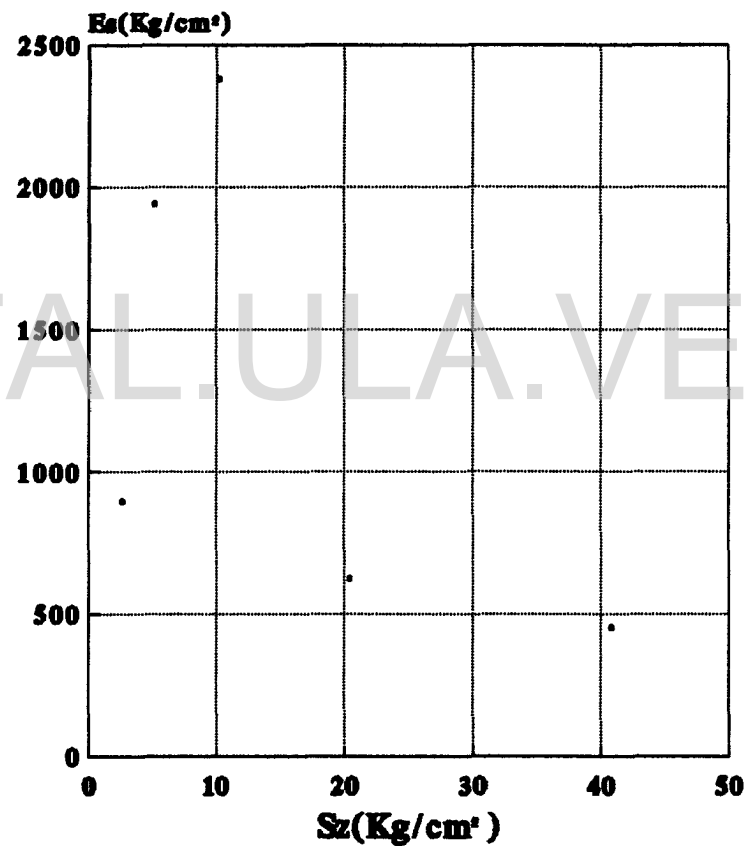
A continuación se presentan las gráficas A.3.2.1 a A.3.2.7, de las relaciones

E_{si} vs σ_z encontrada en las tablas anteriores:

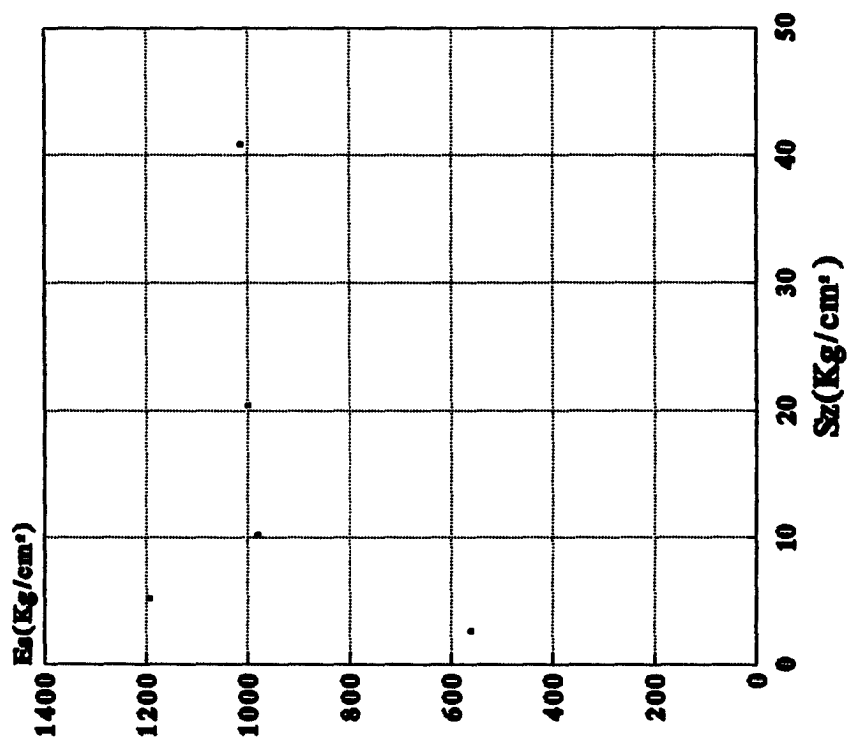
ENSAYO EDOMETRICO (ARENA A1)
RELACION E_s Vs. S_z
ENSAYO N° 47



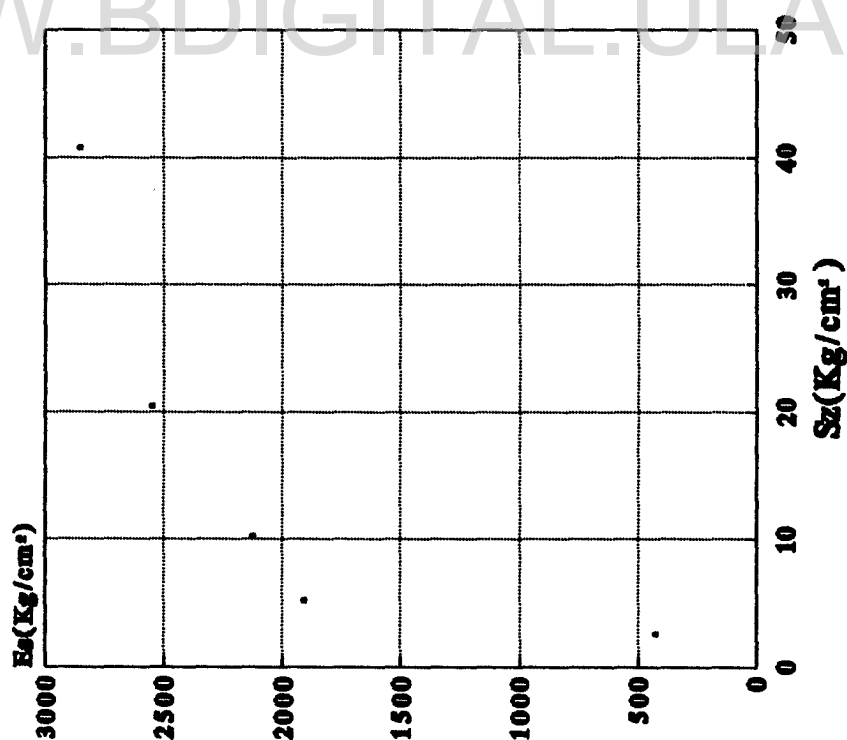
ENSAYO EDOMETRICO (ARENA A1)
RELACION E_s Vs. S_z
ENSAYO N° 48



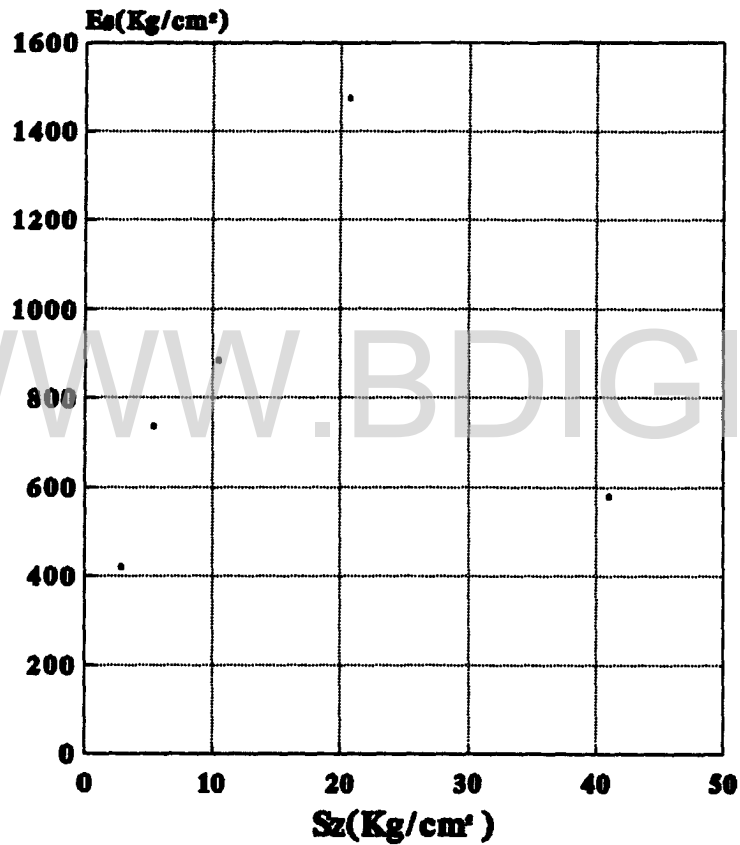
ENSAYO EDOMETRICO (ARENA A1)
RELACION E_s Vs. S_z
ENSAYO N° 50



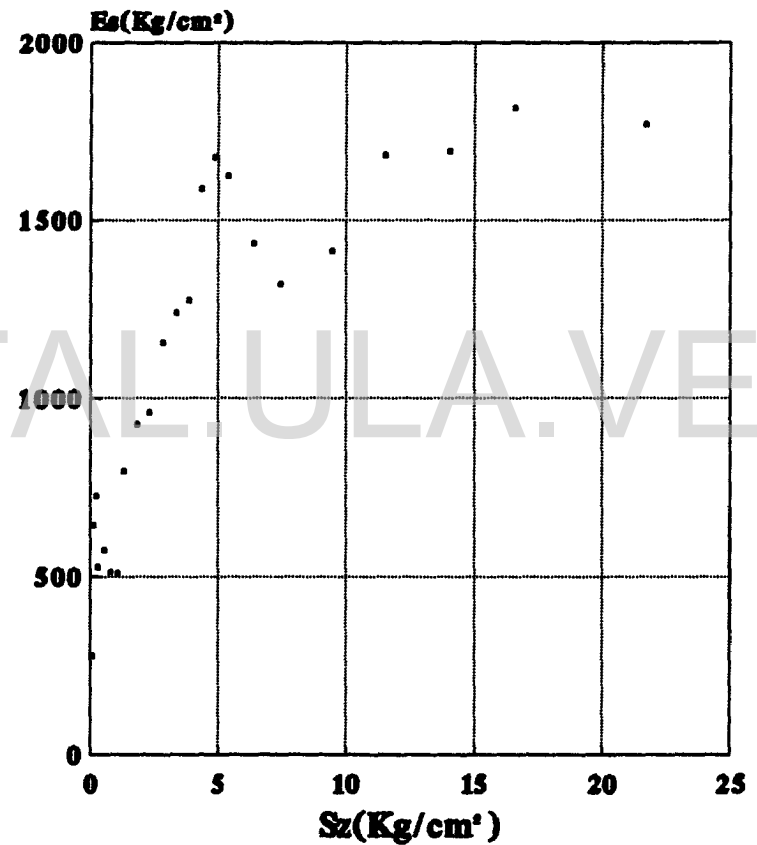
ENSAYO EDOMETRICO (ARENA A1)
RELACION E_s Vs. S_z
ENSAYO N° 49



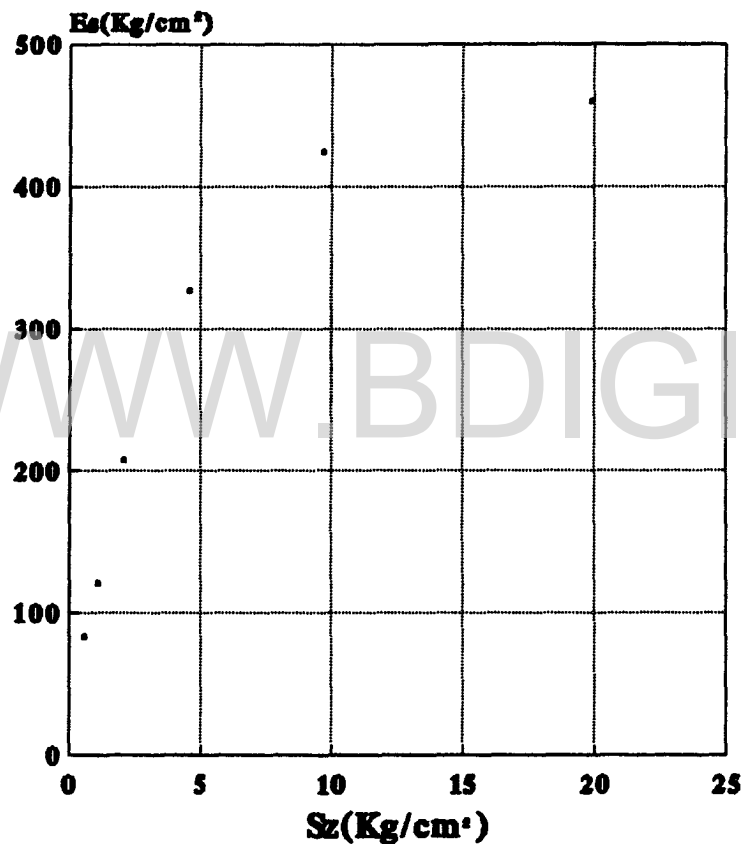
ENSAYO EDOMETRICO (ARENA A1)
RELACION E_s Vs. S_z
ENSAYO N° 51



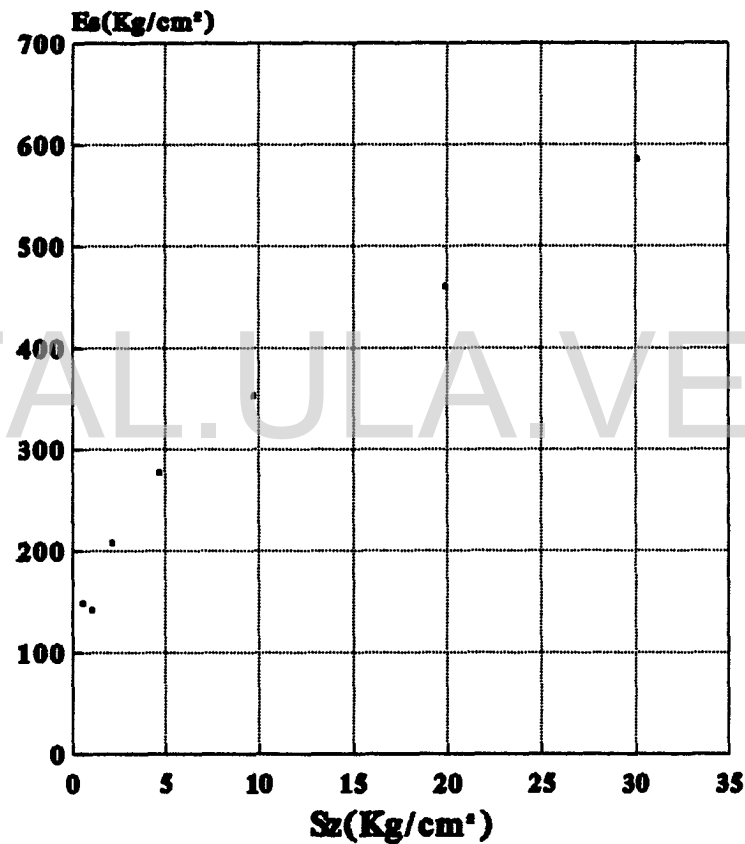
ENSAYO EDOMETRICO (ARENA A1)
RELACION E_s Vs. S_z
ENSAYO N° 52



ENSAYO EDOMETRICO (ARENA A2)
RELACION E_s Vs. S_z
ENSAYO N° 53



ENSAYO EDOMETRICO (ARENA A2)
RELACION E_s Vs. S_z
ENSAYO N° 54



A.4. RESULTADO DE LOS ENSAYOS TRIAXIALES TIPO 2

En los ensayos edométricos la deformación horizontal es nula y según la teoría de elasticidad se mantiene durante el ensayo una relación de esfuerzos $k = \sigma_h/\sigma_z$, constante e igual a “ K_0 ” o coeficiente de reposo. Los ensayos triaxiales tipo 2, tienen como característica que también se realizan con una relación de esfuerzos $K = \sigma_h/\sigma_z = \sigma_3/\sigma_1$, constante, pero permite que el suelo si se deforme horizontalmente. Se puede considerar el ensayo edométrico como un caso particular de ensayo triaxial tipo 2.

Los ensayos 55 a 58 fueron cuatro ensayos triaxiales tipo 2, realizados sobre la arena (A1); estos ensayos fueron hechos con una relación K igual a 0,3; 0,45; 0,53 y 0,60 respectivamente y en el Apéndice C se encuentran las tablas y gráficas obtenidas con dichos ensayos (en el Apéndice B se explica el llenado y significado de las tablas).

En la siguiente tabla y gráfica se muestra como influye el parámetro “K” sobre la rigidez del material, la cual se representó por la pendiente E_{sp} de la relación esfuerzo axial σ_1 y deformación unitaria axial ε . También se indica el grado de correlación obtenido en el cálculo de dicha pendiente.

Tabla A.4

Ensayo	K	E_{sp} (kg/cm ²)	r
55	0,30	2234,33	0,989
56	0,45	5522,24	0,996
57	0,53	5927,39	0,996
58	0,60	6213,36	0,992

RELACION ENTRE E_{cp} Y K
ARENA N° 1

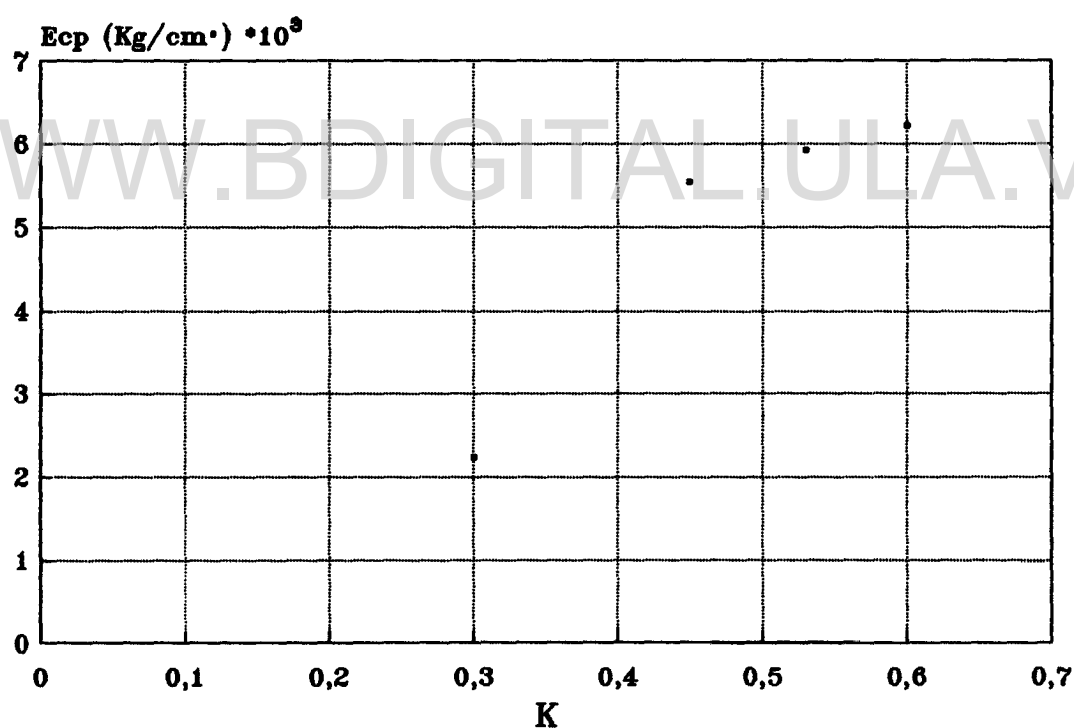


Figura A.4.1. Influencia del parámetro K sobre la rigidez del material

A.5. PROCESO DE COMPACTACION CON EL SISTEMA DE VIBRADO

En la Tabla A.5 se reseñan algunos de los resultados obtenidos mediante el proceso de compactación por vibrado descrito en el capítulo III, cabe destacar que los resultados presentados en dicha tabla fueron obtenidos sobre la Anrea (A1).

Previo a estos experimentos se debió definir el número de pesas, el número de capas y el tiempo de vibrado por capas, lo cual fue realizado con un simple y rápido proceso iterativo con ensayos de prueba.

El llenado de la tabla es como se indica a continuación: Los parámetros “a”, “b”, “C”, “e” y “f” son medidos, tal como se indicó en el capítulo anterior.

a= peso de la bandeja más suelo antes de iniciar el proceso

b = peso de la bandeja más suelo al finalizar todo el proceso

c = material perdido durante el proceso

e = diámetro final de la muestra

f = distancia entre el tope de la muestra y parte superior del muestreador

**Tabla A.4 Compactación por Vibrado
(algunos resultados sobre la arena A1)**

Exp.	No. Capas	Tiem./ Capa (min)	No. Pesas/ Capa	Peso Bandeja (gr)			ϕ (cm)	Altura (cm)		γ_d (T/m ³)
				Antes	Desp.	Corr.		Sup.	Def.	
1	6	2	2	1599,8	1254	3,5	5	0,660	10,33	1,688
				342,3						
2	6	2	2	1388,7	1044,3	3	5	0,685	10,305	1,687
				341,4						
3	6	2	2	2412,0	2051,0	3	5	0,70	10,29	1,770
				358,5						
4	6	2	2	2056,6	1705,8	1	5	0,68	10,31	1,728
				349,8						
5	6	2	2	1706,0	1357,8	1	5	0,65	10,34	1,710
				347,2						
6	6	2	2	1733,9	1390	0	5	0,73	10,26	1,710
				343,9						
7	6	2	2	2176,8	1838,2	0,5	5	0,83	10,16	1,690
				338,1						
8	6	2	2	2288,5	1937,2	0	5	0,64	10,35	1,730
				1937,0	1586,5	3,5				
9	6	2	2	347,0			5	0,86	10,13	1,745
10	6	2	2	1586,5	1234,6	1	5	0,69	10,30	1,735
				350,9						
11	6	2	2	1234,8	884,2	1,2	5	0,70	10,29	1,729
				349,4						
				a	b	c	e	f	g	h
				d						

$$d(\text{gr}) = (a - b) - c$$

$$g(\text{gr}) = 10,99 - f$$

$$\text{olumen}(\text{cm}^3) = \frac{e^2 \cdot \pi}{4} \cdot g$$

$$h = \gamma_d = d/\text{volumen} (\text{gr}/\text{cm}^3 \text{ ó } \text{T}/\text{m}^3)$$

APENDICE B

ESTUDIOS DE LABORATORIO

B.1. CLASIFICACION DE LOS MATERIALES ENSAYADOS

Se estima conveniente incluir una amplia identificación de las muestras de suelo ensayadas así como las características índices determinadas en laboratorio. Todo se hizo con la finalidad de poder dar una mayor generalidad a los análisis, así como para establecer posibles correlaciones de interés.

En el cuadro B.1 de clasificación general que se da a continuación, se emplea la letra A seguida de un número para distinguir los cinco tipos de arena empleadas y la letra L para distinguir el limo areno-arcilloso.

El significado de las columnas está basado en la nomenclatura indicada en el capítulo III.

Se indica el número de ensayos realizados sobre cada uno de estos suelos, incluyendo los ensayos triaxiales tipo I y tipo II, así como los edométricos.

TABLA B.1. CLASIFICACION DE LOS MATERIALES ENSAYADOS

Suelo	W (%)	S(%)	Gs	Relación Vacíos			Dr (%)	γ_d (T/m ³)	γ_m (T/m ³)	Cc	Cu	No. Ens.
				e	e _{max}	e _{min}						
Arena (A1)												
Arena de granos semi-redondeados producto del transporte fluvial, granulometría bastante uniforme conformando una arena media con más de 75% retenido en el tamiz No. 4, el contenido mineralógico es preponderante cuarzo y feldespático con cierta presencia de mica y hornblenda. Material totalmente inerte. Color marrón claro.	22	100	2,67	0,55	0,84	0,42	69	1,72	2,08	0,89	2,87	30

Suelo	W (%)	S(%)	Gs	Relación Vacíos			Dr (%)	γ_d (T/m ³)	γ_m (T/m ³)	Cc	Cu	No. Ens.
				e	e _{max}	e _{min}						
Arena (A2)												
Arena micosa de origen fluvial producto de la descomposición mecánica de rocas, en su mayoría metamórficas, tales como, filitas, gneis, etc. Es una arena fina con un 6% de limo y más de un 20% de granos más grandes que el Tamiz No. 4, por lo que se concluye que es una arena poco uniforme. Es un material inerte y posee un alto contenido de mica en forma de hojuelas y con granos de cuarzo, limonita, hornblenda, pómez y vidrio volcánico. Color gris.	21	100	2,72	0,56	0,93	0,41	71	1,74	2,10	1,22	1,97	8

TABLA B.1. Continuación

Suelo	W(%)	S(%)	Gs	Relación Vacíos			Dr (%)	γ_d (T/m ³)	γ_m (T/m ³)	Cc	Cu	No. Ens.
				e	e _{max}	e _{min}						
Arena (A3)												
Es una arena fina cementada, poco limosa y conformada por granos de cuarzo, pómez hormablenda, vidrio volcánico y una pequeña proporción de mica. No es un material totalmente. Color gris oscuro.	30	100	2,65	0,86	---	---	---	1,42	1,89	---	---	5

Suelo	W(%)	S(%)	Gs	Relación Vacíos			Dr (%)	γ_d (T/m ³)	γ_m (T/m ³)	Cc	Cu	No. Ens.
				e	e _{max}	e _{min}						
Arena (A4)												
Arena fina poco uniforme con un bajo contenido de limo, material compacto constituido por granos gruesos de pómez y fragmentos de cuarzo, hormablenda, mica y vidrio volcánico, tiene presencia de carbonato de calcio, lo cual la hace un material cementado. Color gris oscuro con pequeñas porciones de gris claro y betas blancas.	29	100	2,65	0,83	---	---	---	1,45	1,90	---	---	4

TABLA B.1. Continuación

Suelo	W (%)	S (%)	Gs	Relación Vacíos			Dr (%)	γ_d (T/m ³)	γ_m (T/m ³)	Cc	Cu	No. Ens.
				e	e _{max}	e _{min}						
Arena (A5)												
Arena fina a media bien gradada, presencia de limo. Constituye un material de estructura virgen producto de la descomposición química de arenisca. Una considerable presencia de carbonato y arcilla la convierte en un material cementado. Contiene vidrio volcánico. Color marrón con betas blancas y beige.	22	100	2,64	0,59	0,97	0,38	64	1,66	2,03	1,38	3,45	4

Suelo	W (%)	S (%)	Gs	Relación Vacíos			Dr (%)	γ_d (T/m ³)	γ_m (T/m ³)	Cc	Cu	No. Ens.
				e	e _{max}	e _{min}						
Limo areno arcilloso (L)												
Color café amarillento claro. Consistencia natural rígida. Pequeñas cavidades formadas por raíces. Arena constituida por granos de cuarzo, limonita y hormablenda. Suelo residual. LL = 79%; LP = 47%; IP = 32%.	73	98	2,65	2,08	---	---	---	0,86	1,54	---	---	7

B.2. ENSAYOS MECANICOS REALIZADOS

Sobre las muestras identificadas anteriormente fueron efectuados 58 ensayos de compresión. En el capítulo III se describe el procedimiento seguido en las pruebas de compresión triaxial, edométrica, el equipo utilizado, los procedimientos seguidos así como la programación de cargas y criterios seguidos en cada ensayo.

Estos ensayos son distribuidos como sigue:

Ensayos No. 1 a No. 20. Son 20 ensayos de compresión triaxial. Tipo 1 realizados sobre la arena uniforme (A1), con distintos esfuerzos de confinamiento, tal como se muestra en la Tabla, en la cual también se indica el peso unitario obtenido en el proceso de compactación.

Ensayo	σ_3 (kg/cm ²)	γ_d (g/cm ³)	Ensayo	σ_3 (kg/cm ²)	γ_d (g/cm ³)
1	1,0	1,69	11	1,5	1,72
2	2,0	1,69	12	2,0	1,72
3	3,0	1,76	13	3,0	1,73
4	1,2	1,73	14	1,0	1,74
5	2,5	1,71	15	1,0	1,74
6	3,5	1,71	16	4,0	1,73
7	2,2	1,69	17	4,5	1,73
8	5,0	1,73	18	5,0	1,73
9	5,0	1,73	19	4,8	1,72
10	1,5	1,74	20	5,5	1,73

Ensayos No. 21 a No. 26. Son seis ensayos de compresión triaxial tipo 1 realizados sobre la arena micosa (A2), con distintos esfuerzos de confinamiento, como se muestra a continuación:

Ensayo	$\sigma_3(\text{kg/cm}^2)$	$\gamma_d(\text{gr/cm}^3)$
21	1	1,73
22	2	1,74
23	3	1,73
24	1,5	1,74
25	2,5	1,75
26	5	1,75

Ensayos No. 27 a No. 31. Cinco ensayos de compresión triaxial tipo 1 realizados en la arena fina (A3). Con esfuerzos de confinamiento que van de $0,5 \text{ kg/cm}^2$ a 3 kg/cm^2 , con incrementos de esfuerzos programados para analizar la parte inicial de las curvas.

Ensayo	27	28	29	30	31
$\sigma_3(\text{kg/cm}^2)$	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0

Ensayos No. 32 a 35. Cuatro ensayos de compresión triaxial tipo 1 realizados en la arena fina cementada (A4), con esfuerzos de confinamiento σ_3 de 0,5; 1,0; 1,5; y 2 kg/cm^2 respectivamente.

Ensayos No. 36 a 39. Cuatro ensayos de compresión triaxial tipo 1 realizados en la arena residual (A5), con esfuerzos de confinamiento σ_3 de 1,; 2; 3 y 4 kg/cm^2 respectivamente. Las muestras fueron conformados

La tabla de datos del ensayo triaxial tipo I está formada por cinco columnas. El significado y llenado de dichas columnas se detalla a continuación:

Columna 1: Lectura del Dinamómetro (LD). Todos los ensayos triaxiales fueron realizados en una máquina de compresión, utilizándose un anillo calibrado para medir la carga aplicada. Las lecturas, que son impuestas, se leen directamente en el micrómetro del anillo.

Columna 2: Lectura del Extensómetro (LE). Se dispuso un extensómetro en forma tal que permitiera calcular con facilidad las deformaciones axiales que se producen sobre la probeta. La lectura se toma cuando ya no se noten variaciones apreciables en virtud de los fenómenos de fluencia y relajamiento.

Columna 3: ΔH . La pérdida de altura total en cualquier instante del ensayo es posible conocerla. Está dada por la diferencia entre la lectura del extensómetro en ese instante y la lectura inicial del mismo. Está dada en milímetros.

Columna 4: Deformación unitaria (ϵ). Es la deformación unitaria axial que experimenta la muestra. Se obtiene dividiendo el parámetro respectivo de la columna 3 (ΔH) por la altura inicial H_0 .

mediante el sistema de vibrado, alterando la estructura virgen del suelo, por lo que aún obteniendo las densidades naturales el comportamiento mecánico evaluado no necesariamente será el natural.

Ensayos No. 40 a No. 46. Comprende una prueba de compresión no confinada (40) y 6 pruebas de compresión triaxial consolidadas tipo 1. Realizadas en el limo areno-arcilloso (L). Estos ensayos fueron realizados por el Prof. Casteletti (1978) sobre muestras inalteradas.

Ensayo	σ_3 (kg/cm ²)
40	0,0
41	0,2
42	0,4
43	0,6
44	0,8
45	1,5
46	3,6

Ensayos No. 47 a No. 52. Seis pruebas de compresión edométrica realizados en la arena uniforme (A1). En algunas de estas pruebas fueron hechas con una rata de incremento de cargas distintas con el objetivo de evaluar su influencia y tratar de analizar la rama inicial con mayor detalle.

Ensayos No. 53 y No. 54. Ensayos de compresión edométrica hechos con la arena micosa (A2). En ambos se usó una rata unitaria de incrementos de carga.

Ensayos No. 55 a No. 58. Cuatro ensayos de compresión triaxial tipo II realizados en la arena uniforme (A1), como se indica a continuación:

Ensayo	$k=\sigma_3/\sigma_1$	$\gamma_d \text{ (g/cm}^3\text{)}$
53	0,30	1,71,
54	0,45	1,70
55	0,53	1,73
56	0,60	1,74

En general, el procedimiento seguido en las pruebas triaxiales y edométricos, se explica detalladamente en el capítulo III.

B.3. EXPLICACION DE LA TABLA DE DATOS Y CALCULOS NECESARIOS

La Tabla de datos del ensayo triaxial tipo I consta de tres datos iniciales que son σ_3 , H_0 y A_0 . El valor de σ_3 es un número fijo impuesto en la primera etapa del ensayo. Los valores de H_0 y A_0 dependen de la geometría de la muestra antes de iniciar la segunda etapa.

Columna 5: Esfuerzo axial (σ_1). Es el resultado de dividir la carga axial aplicada por el área promedio de la sección transversal del espécimen. Se calcula como $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$, donde $\Delta\sigma$ es el incremento de esfuerzo axial inducido.

El incremento de esfuerzo axial $\Delta\sigma$, se determina dividiendo la carga axial transmitida por la máquina de compresión entre el área transversal promedio de la muestra.

La carga axial C que transmite la máquina de compresión se calcula como la lectura del dinamómetro multiplicada por el factor de calibración del anillo FC (ver figura III.3).

$$C = LD \times Fc$$

Ec. B.1

El área promedio que la muestra tiene en un determinado instante del ensayo depende del cambio volumétrico y deformación axial que haya experimentado.

Si la muestra no experimenta cambio volumétrico (ensayos rápidos o no drenados), entonces ésta cambiará su sección transversal en función de la deformación axial experimentada, conservando el volumen inicial:

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \varepsilon} \quad \text{Ec. B.2}$$

Cuando la muestra presenta cambio volumétrico ΔV , el área cambiará en función de la deformación axial, tal que se obtenga el volumen final de la muestra $F_f = V_o + \Delta V$.

Tomando en cuenta la deformación volumétrica $\Delta \varepsilon_v = 2\Delta \varepsilon_h + \Delta \varepsilon$, siendo $\Delta \varepsilon_h$ el incremento de deformación unitaria horizontal. Tomando la ley de Hooke generalizada, para un material isótropo se tiene que:

$$\Delta \varepsilon_h = \frac{1}{E} [\Delta \sigma_h - \nu (\Delta \sigma_h + \Delta \sigma)] \quad \text{Ec. B.3}$$

Un comportamiento elástico producirá las siguientes ecuaciones:

$$\text{Primera etapa: } A_c = \frac{1 - \varepsilon(1 - 2\nu)\varepsilon}{1 - \varepsilon} A_o \quad \text{Ec. B.4}$$

$$\text{Segunda etapa: } A_c = \frac{1 - (1 - 2\nu)\varepsilon}{1 - \varepsilon} A_o \quad \text{Ec. B.4}$$

Observándose que para la condición de flujo plástico $\nu \rightarrow 0,5$, el área corregida se calcula igual que el caso $\Delta V = 0$.

En este trabajo se consideró conveniente medir los valores de los cambios volumétricos ΔV para obtener la estimación del área corregida en función de datos medidos y no de expresiones analíticas.

Se asume como hipótesis que todos los materiales ensayados son isótropos, por lo que en la primera etapa, la deformación unitaria axial y transversal es la misma.

Entonces, conocida la geometría de la muestra antes del ensayo ϕ_a y H_a , así como los cambios volumétricos experimentados en las dos etapas del ensayo ΔV_1 y ΔV_2 ; se tendrá que:

Primera etapa:

$$H_o = H_a - \Delta H \quad \text{Ec. B.6}$$

$$\phi_o = \phi_a - \Delta \phi \quad \text{Ec. B.7}$$

$$V_o = V_a - \Delta V_1 \quad \text{Ec. b.8}$$

Donde ΔH y $\Delta \phi$ se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$$-\frac{\Delta\phi^3}{\phi_o} + 3\Delta\phi^2 - 3\Delta\phi \cdot \phi_o + \phi_o^2 = \frac{4(V_a - \Delta V_1)}{\pi \cdot H_a} \quad \text{Ec. B.9}$$

$$\Delta H = \Delta\phi \cdot \frac{H_a}{\phi_o} \quad \text{Ec. B.10}$$

Segunda etapa

El valor de ΔV_2 es el volumen que pierde la muestra durante la segunda etapa. Al final del ensayo el suelo se ha deformado ΔH_i

$$\Delta V_i = \frac{\Delta H_i \Delta V_2}{\Delta H_f} \quad \text{Ec. B.11}$$

$$H_i = H_o - \Delta H_i \quad \text{Ec. B.12}$$

$$Ac_i = \frac{V_o - \Delta V_i}{H_i} \quad \text{Ec. B.13}$$

Nota: El subíndice i implica "instante del ensayo"

Finalmente:

$$\Delta\sigma_i = \frac{LE_i \cdot K}{Ac_i} \quad \text{Ec. B.14}$$

$$\sigma_{1i} = \sigma_3 + \Delta\sigma_i \quad \text{Ec. B.15}$$

La Tabla del ensayo edométrico consta también de cinco columnas, las cuales se explican a continuación:

Columna 1: Lectura del extensómetro (LE). Al igual que el ensayo triaxial tipo I, está dado por la lectura que indica el extensómetro que está dispuesto para medir deformaciones axiales.

Columna 2: Carga (C). Es la carga axial que se aplica a la muestra y se obtiene directamente como la carga colocada en el equipo multiplicada por el factor de palanca. El equipo usado en esta investigación tiene como factor de brazo de palanca 1 a 10, es decir $F_p = 10$.

Columna 3: Esfuerzo axial (σ_z). Está dado por la división de la carga axial (C) entre el área de la sección transversal de la muestra.

Columna 4: ΔH . Es la pérdida total de altura en cualquier instante del ensayo y se obtiene como la diferencia de lectura del extensómetro en ese instante y la lectura inicial del mismo.

Columna 5: Deformación unitaria axial (ϵ). Se calcula como ΔH entre la altura inicial de la muestra H_0 .

Nota: Las dimensiones iniciales de la briqueta ensayada fue en todo caso ϕ_o = 5 cm y H_o = 19 mm.

La Tabla de los ensayos triaxiales Tipo II consta de siete columnas y tiene como datos iniciales las dimensiones ϕ_o y H_o así como el factor de esfuerzos K.

Columna 1: Esfuerzo horizontal (σ_3). Indica la presión de cámara aplicada en ese instante. Este valor es impuesto mediante el equipo de aplicación de presión de cámara.

Columna 2: Esfuerzo desviador ($\Delta\sigma$). Tiene exactamente el mismo significado que el del ensayo triaxial tipo I, sin embargo, su cálculo se realiza en función del parámetro K, como se indica a continuación:

$$\Delta\sigma = \sigma_3 \left[\frac{1-K}{K} \right] \quad \text{Ec. B.16}$$

Columna 3: Número de divisiones (No. div.). Consiste en la lectura que hay que imponerle al dinamómetro para lograr el valor de $\Delta\sigma$ requerido. Se calcula mediante la siguiente ecuación:

APENDICE "C"

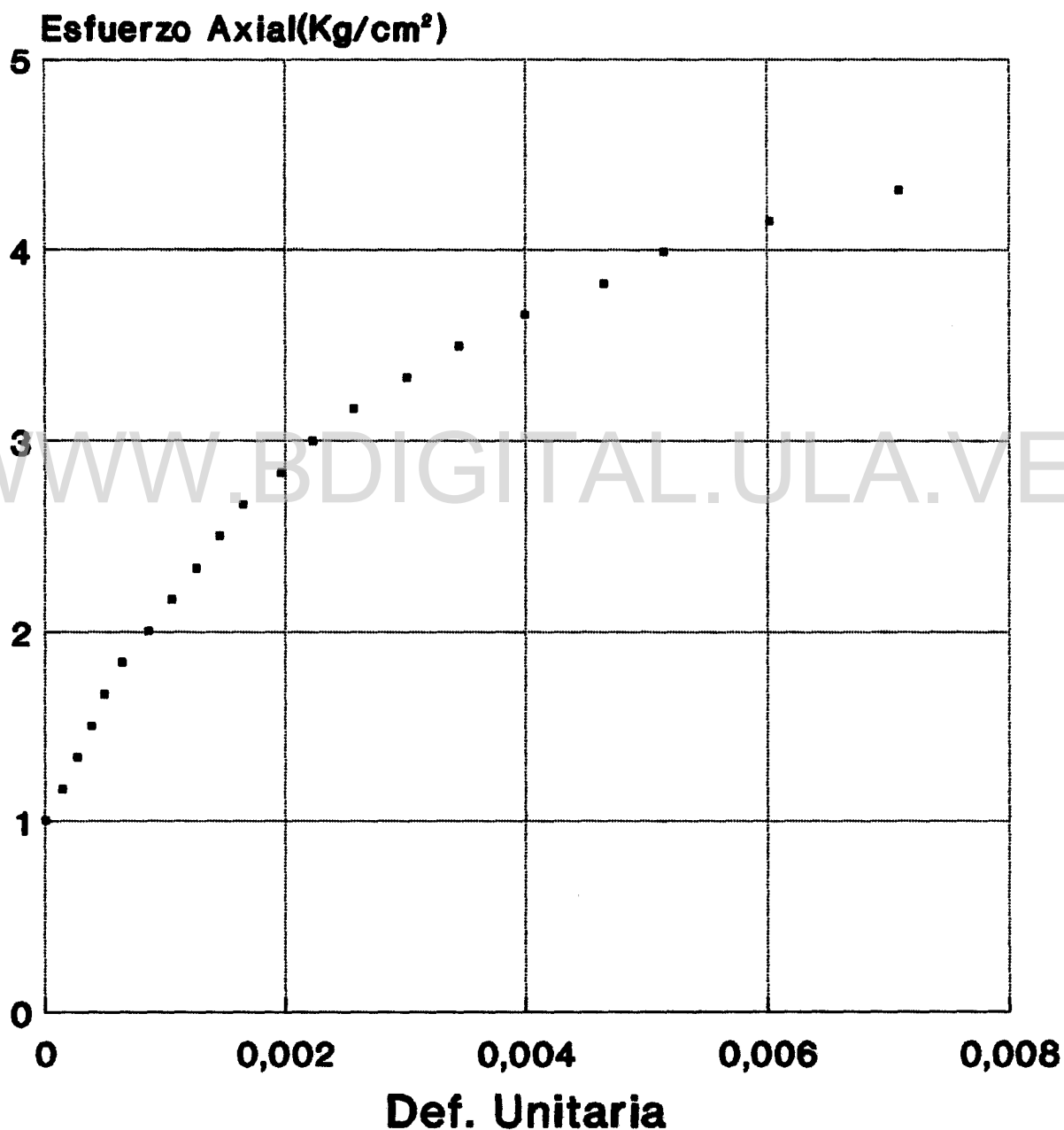
TABLAS Y GRAFICOS EXPERIMENTALES

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,0 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,90 \text{ mm}$ $A_o = 19,635 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$
0,00	16,171	0	0	1,0000
5,00	16,186	0,015	$1,4577 \times 10^{-4}$	1,1668
10,00	16,199	0,028	$2,7211 \times 10^{-4}$	1,3335
15,00	16,211	0,040	$3,8873 \times 10^{-4}$	1,5002
20,00	16,222	0,051	$4,9563 \times 10^{-4}$	1,6670
25,00	16,237	0,066	$6,4140 \times 10^{-4}$	1,8330
30,00	16,259	0,088	$8,5520 \times 10^{-4}$	2,0000
35,00	16,279	0,108	$1,0496 \times 10^{-3}$	2,1660
40,00	16,300	0,129	$1,2536 \times 10^{-3}$	2,3330
45,00	16,320	0,149	$1,4480 \times 10^{-3}$	2,4990
50,00	16,390	0,169	$1,6420 \times 10^{-3}$	2,6650
55,00	16,373	0,202	$1,9630 \times 10^{-3}$	2,8311
60,00	16,400	0,229	$2,2250 \times 10^{-3}$	2,9970
65,00	16,435	0,264	$2,5660 \times 10^{-3}$	3,1630
70,00	16,481	0,310	$3,0130 \times 10^{-3}$	3,3280
75,00	16,525	0,354	$3,4400 \times 10^{-3}$	3,4930
80,00	16,581	0,410	$3,9840 \times 10^{-3}$	3,6580
85,00	16,649	0,478	$4,6450 \times 10^{-3}$	3,8220
90,00	16,700	0,529	$5,1410 \times 10^{-3}$	3,9870
95,00	16,790	0,619	$6,0160 \times 10^{-3}$	4,1500
100,00	16,900	0,729	$7,0850 \times 10^{-3}$	4,3120

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 1



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

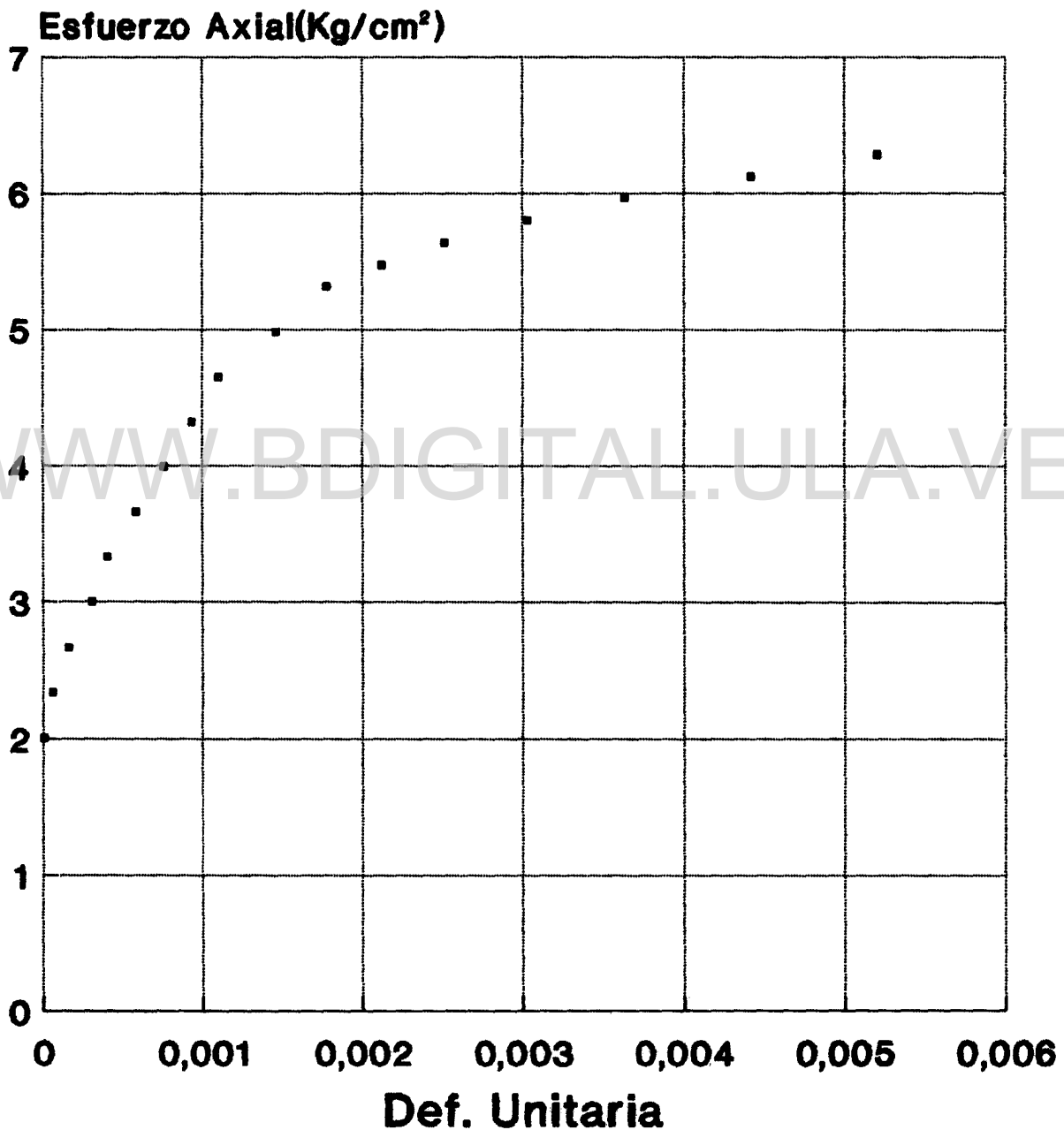
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 2
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2,0 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,152 \text{ mm}$ $A_o = 19,7885 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,00	16,919	0	0	2,000
10,00	16,925	0,006	$5,874 \times 10^{-5}$	2,331
20,00	16,935	0,016	$1,566 \times 10^{-4}$	2,662
30,00	16,950	0,031	$3,035 \times 10^{-4}$	2,993
40,00	16,960	0,041	$4,014 \times 10^{-4}$	3,324
50,00	16,978	0,059	$5,776 \times 10^{-4}$	3,655
60,00	16,996	0,077	$7,538 \times 10^{-4}$	3,986
70,00	17,014	0,095	$9,300 \times 10^{-4}$	4,316
80,00	17,031	0,112	$1,095 \times 10^{-3}$	4,647
90,00	17,068	0,149	$1,459 \times 10^{-3}$	4,977
100,00	17,100	0,181	$1,772 \times 10^{-3}$	5,306
105,00	17,135	0,216	$2,114 \times 10^{-3}$	5,471
110,00	17,175	0,256	$2,506 \times 10^{-3}$	5,634
115,00	17,228	0,309	$3,025 \times 10^{-3}$	5,798
120,00	17,290	0,371	$3,632 \times 10^{-3}$	5,960
125,00	17,370	0,451	$4,632 \times 10^{-3}$	6,122
130,00	17,450	0,531	$5,198 \times 10^{-3}$	6,284

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=2\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 2



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 3
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,711 \text{ mm}$ $A_o = 19,8485 \text{ cm}^2$

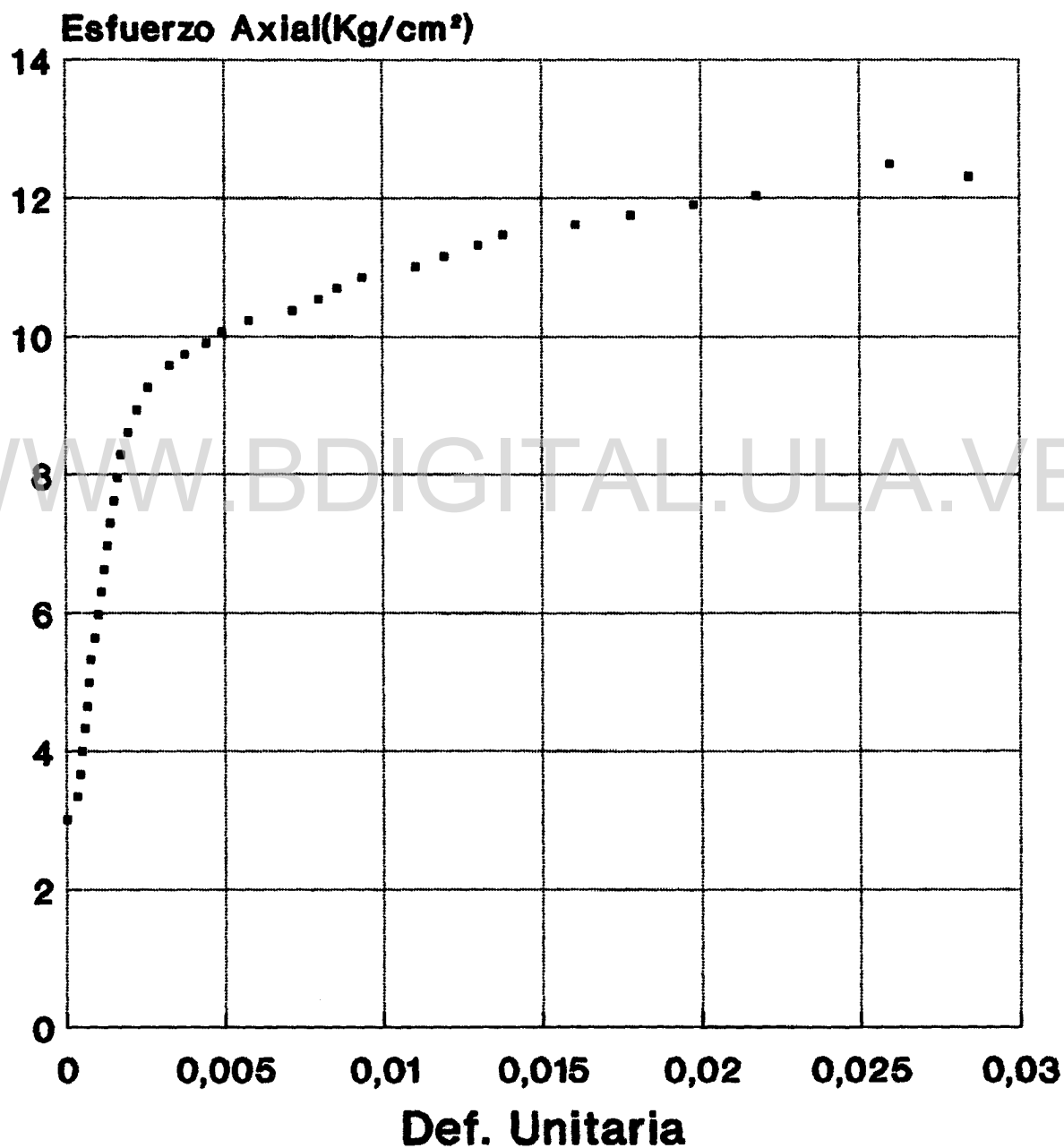
Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,00	17,381	0	0	3,000
10,00	17,392	0,011	$1,081 \times 10^{-4}$	3,330
20,00	17,401	0,020	$1,966 \times 10^{-4}$	3,659
30,00	17,409	0,028	$2,753 \times 10^{-4}$	3,989
40,00	17,417	0,036	$3,539 \times 10^{-4}$	4,318
50,00	17,424	0,043	$4,228 \times 10^{-4}$	4,648
60,00	17,430	0,049	$4,818 \times 10^{-4}$	4,977
70,00	17,436	0,055	$5,407 \times 10^{-4}$	5,307
80,00	17,450	0,069	$6,784 \times 10^{-4}$	5,636
90,00	17,460	0,079	$7,767 \times 10^{-4}$	5,965
100,00	17,470	0,089	$8,750 \times 10^{-4}$	6,294
110,00	17,480	0,099	$9,733 \times 10^{-4}$	6,623
120,00	17,490	0,109	$1,072 \times 10^{-3}$	6,952
130,00	17,500	0,119	$1,170 \times 10^{-3}$	7,281
140,00	17,511	0,130	$1,278 \times 10^{-3}$	7,610
150,00	17,523	0,142	$1,396 \times 10^{-3}$	7,939
160,00	17,535	0,154	$1,514 \times 10^{-3}$	8,268
170,00	17,558	0,177	$1,740 \times 10^{-3}$	8,596
180,00	17,585	0,204	$2,000 \times 10^{-3}$	8,923
190,00	17,621	0,240	$2,360 \times 10^{-3}$	9,250
200,00	17,690	0,309	$3,038 \times 10^{-3}$	9,575
205,00	17,740	0,359	$3,530 \times 10^{-3}$	9,736
210,00	17,810	0,429	$4,218 \times 10^{-3}$	9,895
215,00	17,866	0,485	$4,768 \times 10^{-3}$	10,057

ARENA No. 1

ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2,0 \text{ Kg/cm}^2$

$$H_o = 101,711 \text{ mm} \quad A_o = 19,8485 \text{ cm}^2$$
[illegible]

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=3\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 3



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

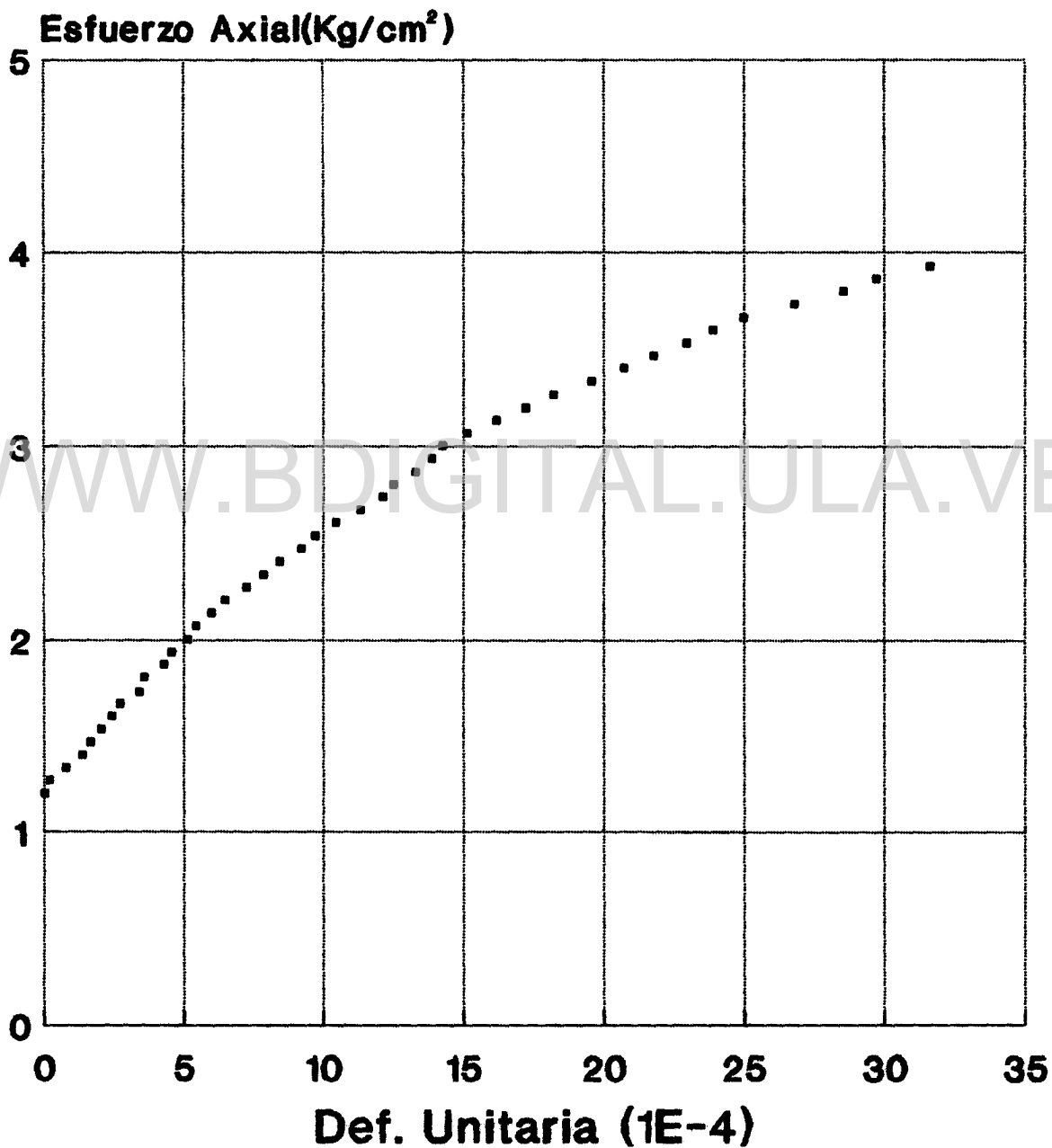
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 4
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 103,40 \text{ mm}$ $A_o = 19,5522 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,00	16,174	--	--	--
2,00	16,176	0,002	$1,934 \times 10^{-5}$	1,267
4,00	16,182	0,008	$7,737 \times 10^{-4}$	1,333
6,00	16,188	0,014	$1,354 \times 10^{-4}$	1,400
8,00	16,191	0,017	$1,644 \times 10^{-4}$	1,467
10,00	16,195	0,021	$2,031 \times 10^{-4}$	1,534
12,00	16,199	0,025	$2,418 \times 10^{-4}$	1,600
14,00	16,202	0,028	$2,708 \times 10^{-4}$	1,667
16,00	16,209	0,035	$3,385 \times 10^{-4}$	1,750
18,00	16,211	0,037	$3,578 \times 10^{-4}$	1,800
20,00	16,218	0,044	$4,255 \times 10^{-4}$	1,867
22,00	16,221	0,047	$4,545 \times 10^{-4}$	1,934
24,00	16,227	0,053	$5,126 \times 10^{-4}$	2,000
26,00	16,230	0,056	$5,416 \times 10^{-4}$	2,067
28,00	16,236	0,062	$5,996 \times 10^{-4}$	2,133
30,00	16,241	0,067	$6,480 \times 10^{-4}$	2,200
32,00	16,249	0,075	$7,253 \times 10^{-4}$	2,267
34,00	16,255	0,081	$7,834 \times 10^{-4}$	2,333
36,00	16,261	0,087	$8,414 \times 10^{-4}$	2,400
38,00	16,269	0,095	$9,188 \times 10^{-4}$	2,466
40,00	16,274	0,100	$9,671 \times 10^{-4}$	2,533
42,00	16,282	0,108	$1,044 \times 10^{-3}$	2,600
44,00	16,291	0,117	$1,132 \times 10^{-3}$	2,666
46,00	16,299	0,125	$1,209 \times 10^{-3}$	2,733

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 4 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,2 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 103,40 \text{ mm}$ $A_o = 19,5522 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$
48,00	16,303	0,129	$1,248 \times 10^{-3}$	2,799
50,00	16,311	0,137	$1,325 \times 10^{-3}$	2,866
52,00	16,317	0,143	$1,383 \times 10^{-3}$	2,932
54,00	16,321	0,147	$1,422 \times 10^{-3}$	2,959
56,00	16,330	0,156	$1,509 \times 10^{-3}$	3,065
58,00	16,341	0,167	$1,615 \times 10^{-3}$	3,132
60,00	16,352	0,178	$1,721 \times 10^{-3}$	3,198
62,00	16,362	0,188	$1,818 \times 10^{-3}$	3,264
64,00	16,376	0,202	$1,954 \times 10^{-3}$	3,331
66,00	16,388	0,214	$2,070 \times 10^{-3}$	3,397
68,00	16,399	0,225	$2,176 \times 10^{-3}$	3,463
70,00	16,411	0,237	$2,292 \times 10^{-3}$	3,530
72,00	16,421	0,247	$2,389 \times 10^{-3}$	3,596
74,00	16,432	0,258	$2,495 \times 10^{-3}$	3,662
76,00	16,451	0,277	$2,679 \times 10^{-3}$	3,728
78,00	16,469	0,295	$2,853 \times 10^{-3}$	3,795
80,00	16,481	0,307	$2,969 \times 10^{-3}$	3,861
82,00	16,501	0,327	$3,162 \times 10^{-3}$	3,927

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1,2\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 4



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 5
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,864 \text{ mm}$ $A_o = 19,7373 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$
0	16,710	0	0	2,500
2,5	16,728	0,018	$1,750 \times 10^{-4}$	2,583
5,0	16,730	0,020	$1,944 \times 10^{-4}$	2,666
8,0	16,736	0,026	$2,528 \times 10^{-4}$	2,765
10,0	16,740	0,030	$2,916 \times 10^{-4}$	2,832
12,5	16,744	0,034	$3,305 \times 10^{-4}$	2,915
15,0	16,749	0,039	$3,791 \times 10^{-4}$	2,998
17,5	16,742	0,042	$4,083 \times 10^{-4}$	3,081
20,0	16,757	0,047	$4,569 \times 10^{-4}$	3,163
22,5	16,761	0,051	$4,958 \times 10^{-4}$	3,246
25,0	16,765	0,055	$5,347 \times 10^{-4}$	3,329
27,5	16,769	0,059	$5,736 \times 10^{-4}$	3,412
30,0	16,772	0,062	$6,027 \times 10^{-4}$	3,495
32,5	16,777	0,067	$6,517 \times 10^{-4}$	3,578
35,0	16,779	0,069	$6,708 \times 10^{-4}$	3,661
37,5	16,782	0,072	$7,000 \times 10^{-4}$	3,744
40,0	16,787	0,077	$7,486 \times 10^{-4}$	3,826
42,5	16,789	0,079	$7,680 \times 10^{-4}$	3,909
45,0	16,792	0,082	$7,972 \times 10^{-4}$	3,992
47,5	16,797	0,087	$8,958 \times 10^{-4}$	4,075
50,0	16,799	0,089	$8,652 \times 10^{-4}$	4,158
52,5	16,802	0,092	$8,944 \times 10^{-4}$	4,291
55,0	16,806	0,096	$9,333 \times 10^{-4}$	4,324
58,0	16,808	0,099	$9,624 \times 10^{-4}$	4,489

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 5 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,864 \text{ mm}$ $A_o = 19,7373 \text{ cm}^2$

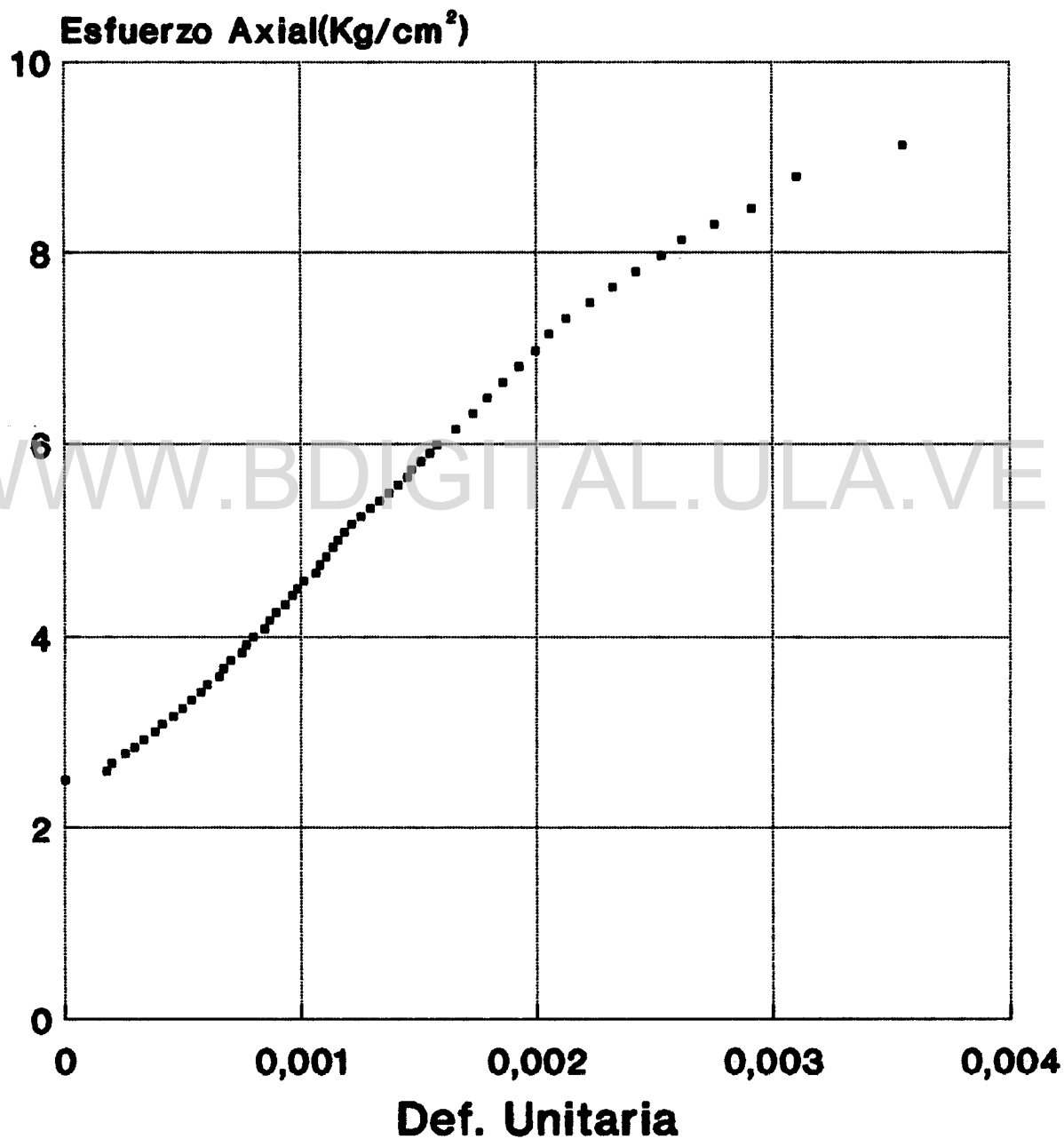
Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
60,00	16,811	0,101	$9,819 \times 10^{-4}$	4,489
62,5	16,814	0,104	$1,011 \times 10^{-3}$	4,572
65,0	16,819	0,109	$1,060 \times 10^{-3}$	4,655
67,5	16,821	0,111	$1,079 \times 10^{-3}$	4,738
70,0	16,824	0,114	$1,108 \times 10^{-3}$	4,820
73,0	16,827	0,117	$1,137 \times 10^{-3}$	4,920
75,0	16,829	0,119	$1,157 \times 10^{-3}$	4,986
77,5	16,832	0,122	$1,186 \times 10^{-3}$	5,069
80,0	16,835	0,125	$1,215 \times 10^{-3}$	5,152
82,5	16,839	0,129	$1,254 \times 10^{-3}$	5,234
85,0	16,843	0,133	$1,293 \times 10^{-3}$	5,317
87,5	16,847	0,137	$1,332 \times 10^{-3}$	5,400
90,0	16,851	0,141	$1,371 \times 10^{-3}$	5,483
92,5	16,855	0,145	$1,410 \times 10^{-3}$	5,565
95,0	16,859	0,149	$1,449 \times 10^{-3}$	5,468
97,5	16,861	0,151	$1,468 \times 10^{-3}$	5,731
100,0	16,865	0,155	$1,507 \times 10^{-3}$	5,814
102,5	16,869	0,159	$1,546 \times 10^{-3}$	5,896
105,0	16,872	0,162	$1,575 \times 10^{-3}$	5,979
110,0	16,880	0,170	$1,653 \times 10^{-3}$	6,144
115,0	16,888	0,178	$1,730 \times 10^{-3}$	6,310
120,0	16,894	0,184	$1,789 \times 10^{-3}$	6,475
125,0	16,901	0,191	$1,857 \times 10^{-3}$	6,641
130,0	16,908	0,198	$1,925 \times 10^{-3}$	6,806

ARENA No. 1

ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$

$$H_o = 102,864 \text{ mm} \quad A_o = 19,7373 \text{ cm}^2$$
[illegible]

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=2,5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 5



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 6
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 103,213 \text{ mm}$ $A_o = 19,6890 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$
0	15,864	0	0	3,500
2,5	15,868	0,004	$3,875 \times 10^{-5}$	3,583
5,0	15,870	0,006	$5,813 \times 10^{-5}$	3,666
7,5	15,874	0,010	$9,689 \times 10^{-5}$	3,749
10,0	15,876	0,012	$1,163 \times 10^{-4}$	3,832
12,5	15,880	0,016	$1,550 \times 10^{-4}$	3,915
15,0	15,881	0,017	$1,647 \times 10^{-4}$	3,998
17,5	15,887	0,023	$2,228 \times 10^{-4}$	4,081
20,0	15,890	0,026	$2,519 \times 10^{-4}$	4,164
22,6	15,893	0,029	$2,810 \times 10^{-4}$	4,251
25,0	15,897	0,033	$3,197 \times 10^{-4}$	4,330
27,5	15,899	0,035	$3,391 \times 10^{-4}$	4,413
30,1	15,901	0,037	$3,585 \times 10^{-4}$	4,500
32,5	15,904	0,040	$3,875 \times 10^{-4}$	4,579
35,0	15,908	0,044	$4,263 \times 10^{-4}$	4,662
37,7	15,911	0,047	$4,554 \times 10^{-4}$	4,752
40,0	15,913	0,049	$4,747 \times 10^{-4}$	4,828
42,5	15,916	0,052	$5,038 \times 10^{-4}$	4,911
45,0	15,918	0,054	$5,232 \times 10^{-4}$	4,994
47,7	15,920	0,056	$5,426 \times 10^{-4}$	5,084
50,0	15,923	0,059	$5,716 \times 10^{-4}$	5,160
53,0	15,925	0,061	$5,910 \times 10^{-4}$	5,260
55,0	15,927	0,063	$6,104 \times 10^{-4}$	5,326
57,2	15,930	0,066	$6,394 \times 10^{-4}$	5,422

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 6 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 103,213 \text{ mm}$ $A_o = 19,6890 \text{ cm}^2$

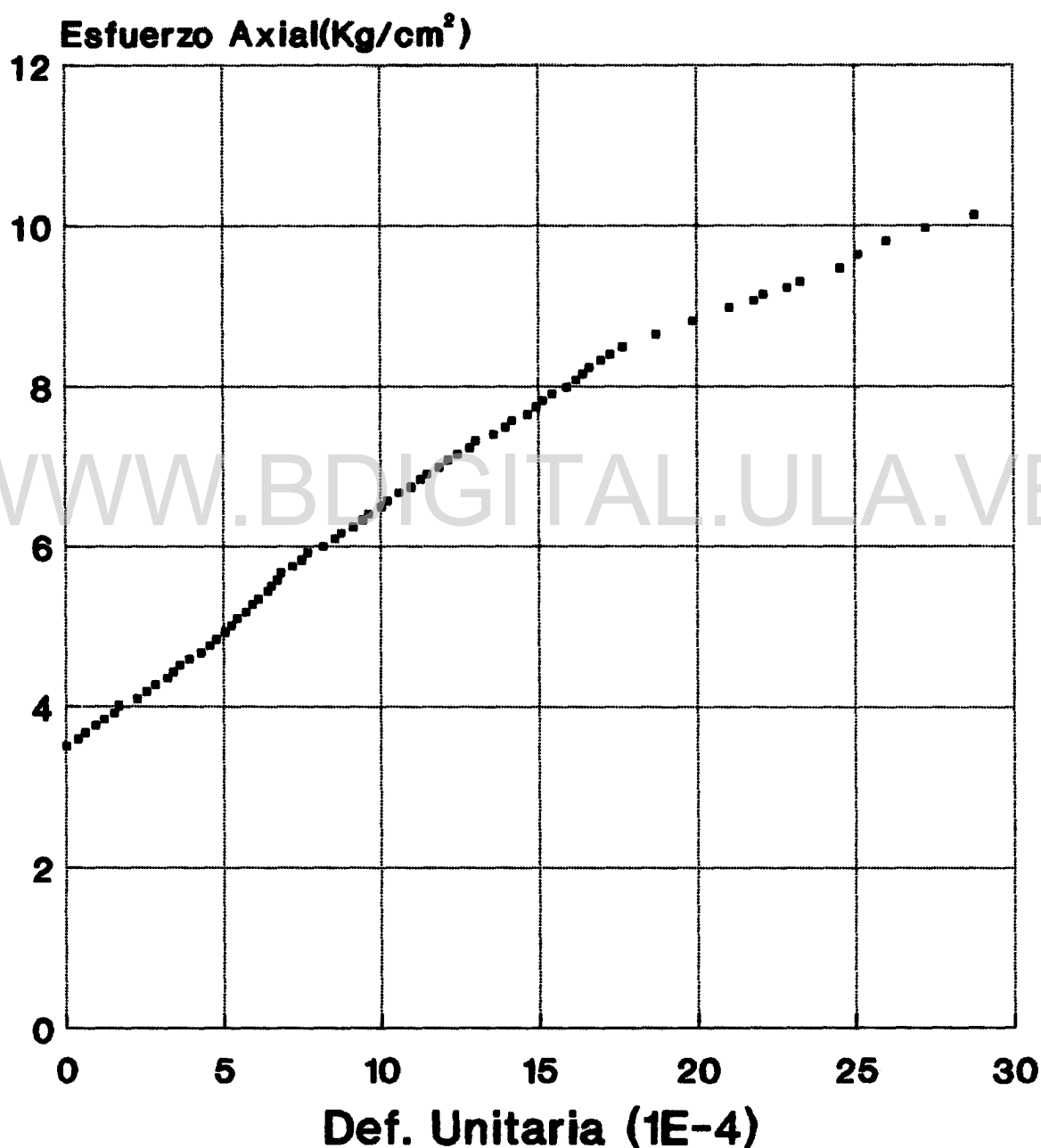
Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
60,1	15,931	0,067	$6,491 \times 10^{-4}$	5,496
62,5	15,933	0,069	$6,685 \times 10^{-5}$	5,575
65,2	15,934	0,070	$6,782 \times 10^{-5}$	5,665
67,5	15,938	0,074	$7,170 \times 10^{-5}$	5,741
70,0	15,941	0,077	$7,460 \times 10^{-4}$	5,824
72,5	15,943	0,079	$7,654 \times 10^{-4}$	5,907
75,0	15,948	0,084	$8,139 \times 10^{-4}$	5,990
78,0	15,952	0,088	$8,526 \times 10^{-4}$	6,089
80,0	15,954	0,090	$8,720 \times 10^{-4}$	6,156
82,5	15,958	0,094	$9,107 \times 10^{-4}$	6,239
85,0	15,961	0,097	$9,398 \times 10^{-4}$	6,321
87,5	15,963	0,099	$9,592 \times 10^{-4}$	6,404
90,2	15,967	0,103	$9,979 \times 10^{-4}$	6,494
92,5	15,969	0,105	$1,017 \times 10^{-3}$	6,570
95,3	15,973	0,109	$1,056 \times 10^{-3}$	6,663
97,5	15,977	0,113	$1,095 \times 10^{-3}$	6,736
100,2	15,980	0,116	$1,124 \times 10^{-3}$	6,825
102,4	15,982	0,118	$1,143 \times 10^{-3}$	6,898
105,0	15,986	0,122	$1,182 \times 10^{-3}$	6,984
107,5	15,989	0,125	$1,211 \times 10^{-3}$	7,067
110,0	15,992	0,128	$1,240 \times 10^{-3}$	7,150
112,6	15,996	0,132	$1,279 \times 10^{-3}$	7,233
115,0	16,001	0,137	$1,327 \times 10^{-3}$	7,316
117,5	16,004	0,140	$1,356 \times 10^{-3}$	7,399

**ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1**

**ENSAYO No. 6 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 3,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 103,213 \text{ mm}$ $A_o = 19,6890 \text{ cm}^2$**

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
120,0	16,008	0,144	$1,395 \times 10^{-3}$	7,481
122,5	16,010	0,146	$1,415 \times 10^{-3}$	7,564
125,0	16,015	0,151	$1,463 \times 10^{-3}$	7,647
127,5	16,018	0,154	$1,492 \times 10^{-3}$	7,730
130,0	16,020	0,156	$1,511 \times 10^{-3}$	7,813
132,5	16,023	0,159	$1,541 \times 10^{-3}$	7,895
135,0	16,028	0,164	$1,589 \times 10^{-3}$	7,978
137,5	16,031	0,167	$1,618 \times 10^{-3}$	8,061
140,0	16,033	0,169	$1,637 \times 10^{-3}$	8,144
142,5	16,035	0,171	$1,657 \times 10^{-3}$	8,227
145,0	16,039	0,175	$1,696 \times 10^{-3}$	8,309
147,5	16,042	0,178	$1,725 \times 10^{-3}$	8,392
150,0	16,046	0,182	$1,763 \times 10^{-3}$	8,475
155,0	16,057	0,193	$1,870 \times 10^{-3}$	8,640
160,0	16,069	0,205	$1,986 \times 10^{-3}$	8,805
165,0	16,081	0,217	$2,102 \times 10^{-3}$	8,971
167,8	16,089	0,225	$2,180 \times 10^{-3}$	9,063
170,0	16,092	0,228	$2,209 \times 10^{-3}$	9,136
172,5	16,100	0,236	$2,287 \times 10^{-3}$	9,218
175,0	16,104	0,240	$2,325 \times 10^{-3}$	9,300
180,0	16,117	0,253	$2,451 \times 10^{-3}$	9,466
185,0	16,123	0,259	$2,509 \times 10^{-3}$	9,631
190,0	16,132	0,268	$2,597 \times 10^{-3}$	9,796
195,0	16,145	0,281	$2,723 \times 10^{-3}$	9,961
200,0	16,161	0,297	$2,878 \times 10^{-3}$	10,126

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=3,5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 6



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

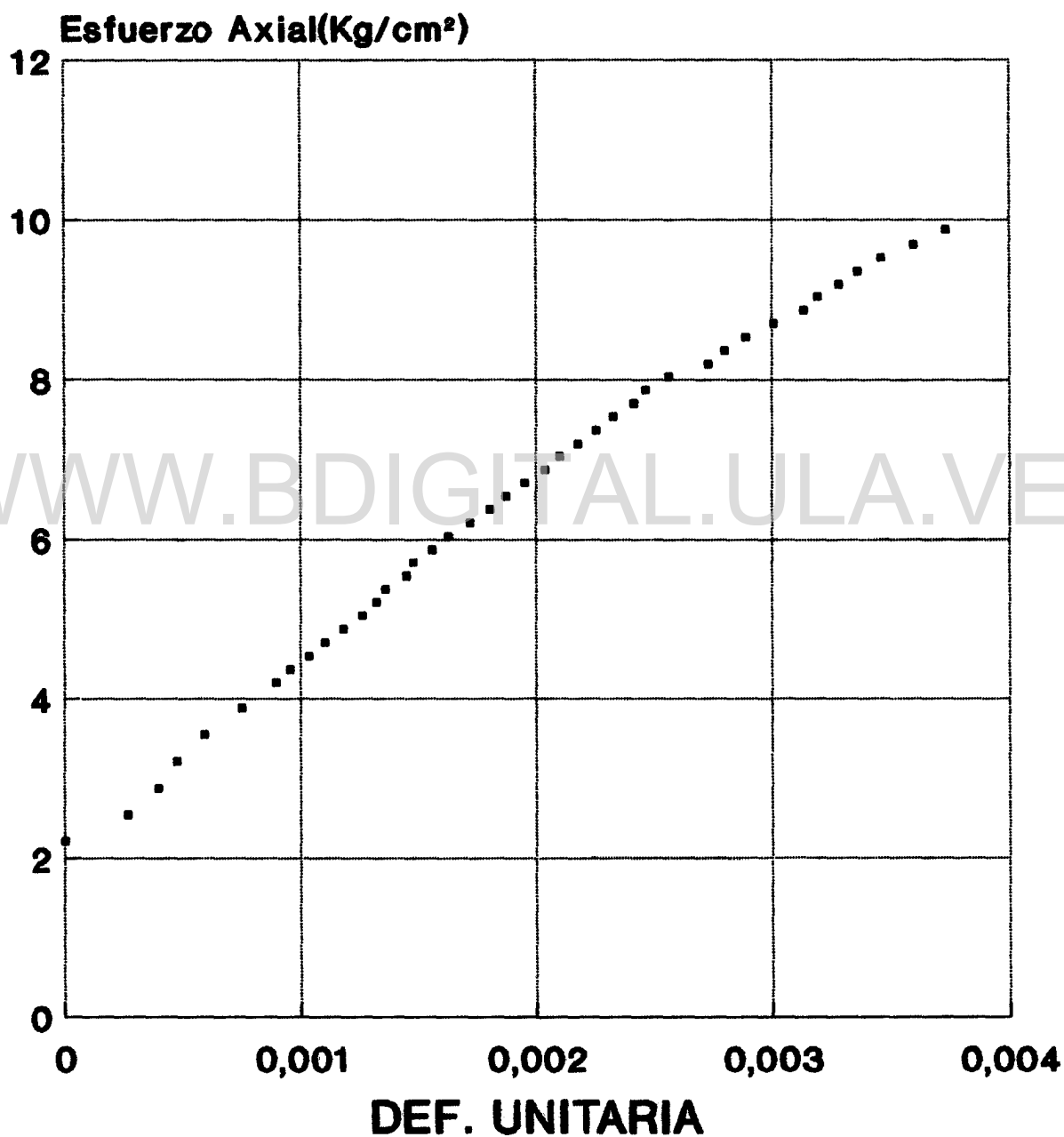
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 7
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2,2 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,6 \text{ mm}$ $A_o = 19,63495409 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0	15,491	0	0	2,200
10,0	15,518	0,027	$2,657 \times 10^{-4}$	2,534
20,0	15,531	0,040	$3,937 \times 10^{-4}$	2,867
30,0	15,539	0,048	$4,724 \times 10^{-4}$	3,200
40,0	15,551	0,060	$5,906 \times 10^{-4}$	3,534
50,0	15,567	0,076	$7,480 \times 10^{-4}$	3,867
60,0	15,582	0,091	$8,957 \times 10^{-4}$	4,200
65,0	15,588	0,097	$9,547 \times 10^{-4}$	4,366
70,0	15,596	0,105	$1,033 \times 10^{-3}$	4,533
75,0	15,603	0,112	$1,102 \times 10^{-3}$	4,699
80,0	15,611	0,120	$1,181 \times 10^{-3}$	4,866
85,0	15,619	0,128	$1,260 \times 10^{-3}$	5,032
90,0	15,625	0,134	$1,319 \times 10^{-3}$	5,198
95,0	15,629	0,138	$1,358 \times 10^{-3}$	5,385
100,0	15,639	0,147	$1,447 \times 10^{-3}$	5,531
105,0	15,641	0,150	$1,476 \times 10^{-3}$	5,698
110,0	15,649	0,158	$1,556 \times 10^{-3}$	5,864
115,0	15,656	0,165	$1,624 \times 10^{-3}$	6,030
120,0	15,665	0,174	$1,713 \times 10^{-3}$	6,196
125,0	15,674	0,183	$1,801 \times 10^{-3}$	6,362
130,0	15,681	0,190	$1,870 \times 10^{-3}$	6,529
135,0	15,689	0,198	$1,949 \times 10^{-3}$	6,695
140,0	15,698	0,207	$2,037 \times 10^{-3}$	6,861
145,0	15,704	0,213	$2,096 \times 10^{-3}$	7,027

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 7 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2,2 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,6 \text{ mm}$ $A_o = 19,63495409 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
150,0	15,712	0,221	$2,175 \times 10^{-3}$	7,193
155,0	15,720	0,229	$2,254 \times 10^{-3}$	7,359
160,0	15,727	0,236	$2,323 \times 10^{-3}$	7,525
165,0	15,736	0,245	$2,411 \times 10^{-3}$	7,691
170,0	15,791	0,250	$2,461 \times 10^{-3}$	7,857
175,0	15,751	0,260	$2,559 \times 10^{-3}$	8,023
180,0	15,768	0,277	$2,726 \times 10^{-3}$	8,188
185,0	15,775	0,284	$2,795 \times 10^{-3}$	8,354
190,0	15,784	0,293	$2,884 \times 10^{-3}$	8,520
195,0	15,796	0,305	$3,002 \times 10^{-3}$	8,685
200,0	15,809	0,318	$3,130 \times 10^{-3}$	8,851
205,0	15,815	0,324	$3,189 \times 10^{-3}$	9,017
210,0	15,824	0,333	$3,278 \times 10^{-3}$	9,182
215,0	15,832	0,341	$3,356 \times 10^{-3}$	9,348
220,0	15,842	0,351	$3,455 \times 10^{-3}$	9,514
225,0	15,856	0,365	$3,593 \times 10^{-3}$	9,679
230,0	15,870	0,379	$3,730 \times 10^{-3}$	9,844

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=2,2\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 7



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

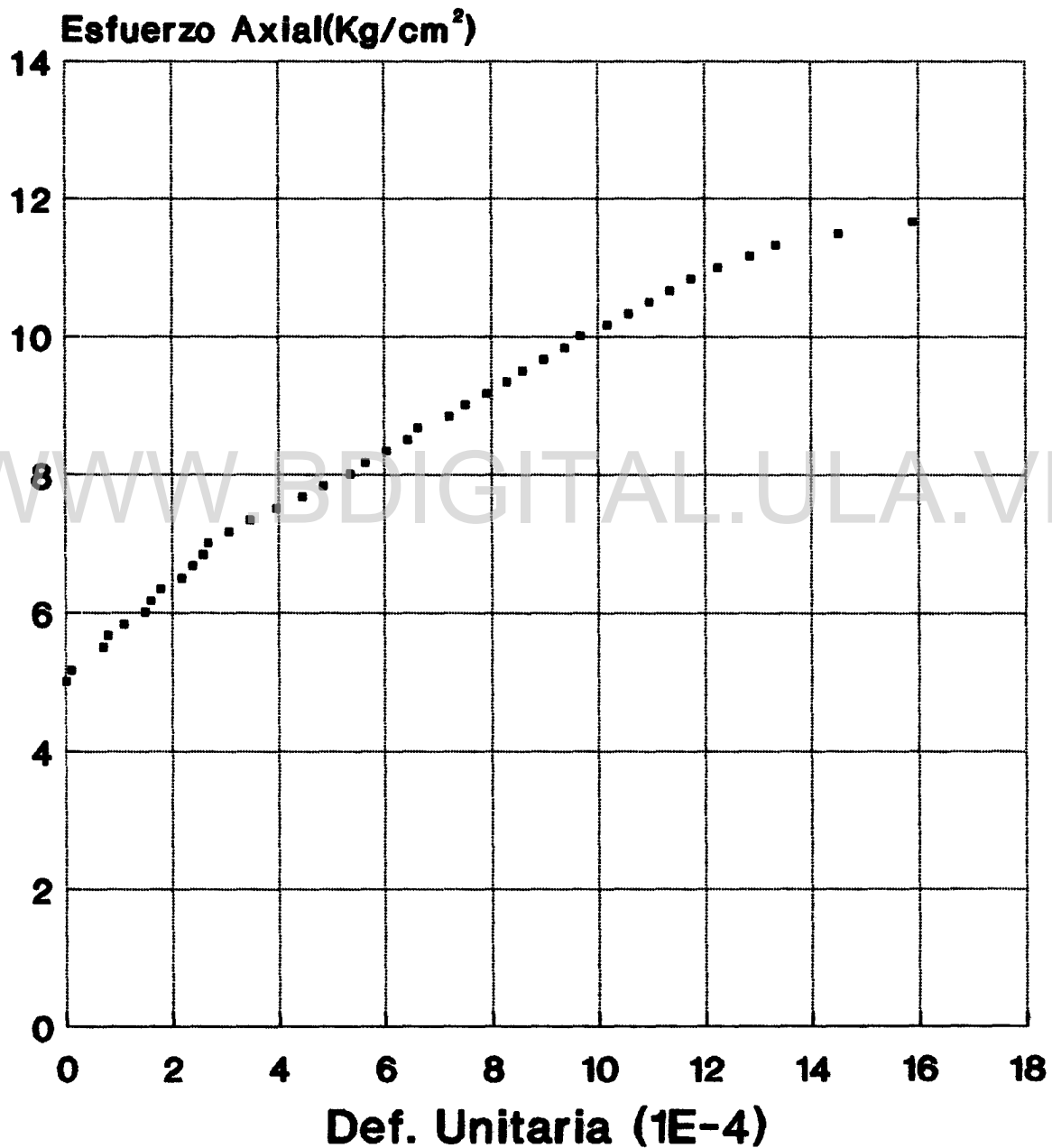
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 8
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,377 \text{ mm}$ $A_o = 19,6781 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$
0,0	15,714	0	0	5,000
5,0	15,715	0,001	$9,860 \times 10^{-6}$	5,166
15,0	15,721	0,007	$6,905 \times 10^{-5}$	5,499
20,0	15,722	0,008	$7,891 \times 10^{-5}$	5,666
25,0	15,725	0,011	$1,085 \times 10^{-4}$	5,832
30,0	15,729	0,015	$1,480 \times 10^{-4}$	5,998
35,0	15,730	0,016	$1,578 \times 10^{-4}$	6,165
40,0	15,732	0,018	$1,776 \times 10^{-4}$	6,331
45,0	15,736	0,022	$2,170 \times 10^{-4}$	6,498
50,0	15,738	0,024	$2,367 \times 10^{-4}$	6,664
55,0	15,740	0,026	$2,565 \times 10^{-4}$	6,830
60,0	15,741	0,027	$2,663 \times 10^{-4}$	6,997
65,0	15,745	0,031	$3,058 \times 10^{-4}$	7,163
70,0	15,744	0,035	$3,452 \times 10^{-4}$	7,329
75,0	15,754	0,040	$3,946 \times 10^{-4}$	7,495
80,0	15,759	0,045	$4,439 \times 10^{-4}$	7,662
85,0	15,763	0,049	$4,833 \times 10^{-4}$	7,829
90,0	15,768	0,054	$5,327 \times 10^{-4}$	7,994
95,0	15,771	0,057	$5,623 \times 10^{-4}$	8,160
100,0	15,775	0,061	$6,017 \times 10^{-4}$	8,327
105,0	15,779	0,065	$6,412 \times 10^{-4}$	8,493
110,0	15,781	0,067	$6,609 \times 10^{-4}$	8,659
115,0	15,787	0,073	$7,201 \times 10^{-4}$	8,825
120,0	15,790	0,076	$7,497 \times 10^{-4}$	8,991

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 8 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,377 \text{ mm}$ $A_o = 19,6781 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$
125,0	15,794	0,080	$7,891 \times 10^{-4}$	9,157
130,0	15,798	0,084	$8,286 \times 10^{-4}$	9,324
135,0	15,801	0,087	$8,582 \times 10^{-4}$	9,490
140,0	15,805	0,091	$8,976 \times 10^{-4}$	9,656
145,0	15,809	0,095	$9,371 \times 10^{-4}$	9,822
150,0	15,812	0,098	$9,667 \times 10^{-4}$	10,988
155,0	15,817	0,103	$1,016 \times 10^{-3}$	10,154
160,0	15,821	0,107	$1,055 \times 10^{-3}$	10,320
165,0	15,825	0,111	$1,095 \times 10^{-3}$	10,486
170,0	15,829	0,115	$1,134 \times 10^{-3}$	10,652
175,0	15,833	0,119	$1,174 \times 10^{-3}$	10,818
180,0	15,838	0,124	$1,223 \times 10^{-3}$	10,984
185,0	15,844	0,130	$1,282 \times 10^{-3}$	12,150
190,0	15,849	0,135	$1,332 \times 10^{-3}$	12,316
195,0	15,861	0,147	$1,450 \times 10^{-3}$	12,481
200,0	15,875	0,161	$1,588 \times 10^{-3}$	12,647

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 8



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 9
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 100,418 \text{ mm}$ $A_o = 19,7134 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,0	15,703	0	0	5,000
5,0	15,708	0,005	$4,930 \times 10^{-5}$	5,166
10,0	15,712	0,009	$8,874 \times 10^{-5}$	5,332
15,0	15,718	0,015	$1,479 \times 10^{-4}$	5,5498
20,0	15,721	0,018	$1,775 \times 10^{-4}$	5,664
25,0	15,727	0,024	$2,366 \times 10^{-4}$	5,830
30,0	15,729	0,026	$2,564 \times 10^{-4}$	5,996
35,0	15,732	0,029	$2,859 \times 10^{-4}$	6,162
40,0	15,737	0,034	$3,352 \times 10^{-4}$	6,328
45,0	15,739	0,036	$3,550 \times 10^{-4}$	6,494
50,0	15,741	0,038	$3,747 \times 10^{-4}$	6,668
55,0	15,745	0,042	$4,141 \times 10^{-4}$	6,826
60,0	15,751	0,048	$4,733 \times 10^{-4}$	7,025
65,0	15,756	0,053	$5,226 \times 10^{-4}$	7,158
70,0	15,760	0,057	$5,620 \times 10^{-4}$	7,324
75,0	15,765	0,062	$6,113 \times 10^{-4}$	7,490
80,0	15,770	0,067	$6,606 \times 10^{-4}$	7,656
85,0	15,775	0,072	$7,099 \times 10^{-4}$	7,821
90,0	15,779	0,076	$7,494 \times 10^{-4}$	7,987
95,0	15,783	0,080	$7,888 \times 10^{-4}$	8,153
100,0	15,788	0,085	$8,381 \times 10^{-4}$	8,319
105,0	15,792	0,089	$8,776 \times 10^{-4}$	8,485
110,0	15,796	0,093	$9,170 \times 10^{-4}$	8,650
115,0	15,800	0,097	$9,564 \times 10^{-4}$	8,816

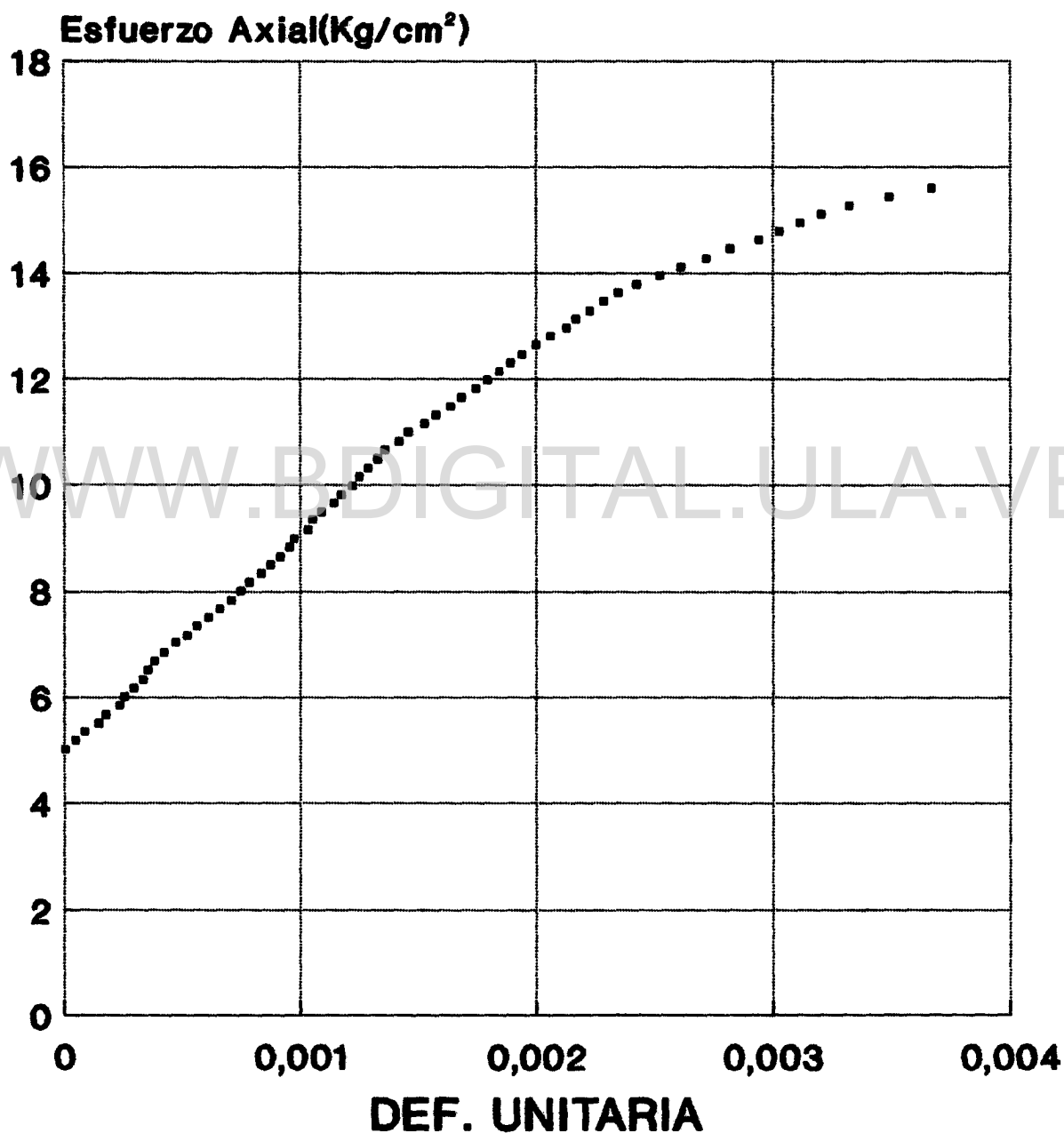
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 9 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 100,418 \text{ mm}$ $A_o = 19,7134 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
120,0	15,802	0,099	$9,762 \times 10^{-4}$	8,982
125,0	15,808	0,105	$1,035 \times 10^{-3}$	9,148
130,0	15,810	0,107	$1,055 \times 10^{-3}$	9,340
135,0	15,814	0,111	$1,094 \times 10^{-3}$	9,479
140,0	15,819	0,116	$1,144 \times 10^{-3}$	9,645
145,0	15,822	0,119	$1,173 \times 10^{-3}$	9,811
150,0	15,827	0,124	$1,223 \times 10^{-3}$	9,976
155,0	15,830	0,127	$1,252 \times 10^{-3}$	10,142
160,0	15,834	0,181	$1,292 \times 10^{-3}$	10,308
165,0	15,838	0,135	$1,331 \times 10^{-3}$	10,473
170,0	15,841	0,138	$1,361 \times 10^{-3}$	10,639
175,0	15,847	0,144	$1,420 \times 10^{-3}$	10,806
180,0	15,851	0,148	$1,459 \times 10^{-3}$	10,970
185,0	15,858	0,155	$1,528 \times 10^{-3}$	11,136
190,0	15,863	0,160	$1,578 \times 10^{-3}$	11,301
195,0	15,869	0,166	$1,637 \times 10^{-3}$	11,467
200,0	15,874	0,171	$1,686 \times 10^{-3}$	11,632
205,0	15,880	0,177	$1,745 \times 10^{-3}$	11,797
210,0	15,885	0,182	$1,795 \times 10^{-3}$	11,963
215,0	15,890	0,187	$1,844 \times 10^{-3}$	12,128
220,0	15,895	0,192	$1,893 \times 10^{-3}$	12,294
225,0	15,900	0,197	$1,942 \times 10^{-3}$	12,459
230,0	15,906	0,203	$2,002 \times 10^{-3}$	12,624
235,0	15,912	0,209	$2,061 \times 10^{-3}$	12,790

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 9 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 100,418 \text{ mm}$ $A_o = 19,7134 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
240,0	15,919	0,216	$9,762 \times 10^{-4}$	12,955
245,0	15,923	0,220	$1,035 \times 10^{-3}$	13,120
250,0	15,929	0,226	$1,055 \times 10^{-3}$	13,286
255,0	15,935	0,232	$1,094 \times 10^{-3}$	13,451
260,0	15,941	0,238	$1,144 \times 10^{-3}$	13,616
265,0	15,949	0,246	$1,173 \times 10^{-3}$	13,781
270,0	15,959	0,256	$1,223 \times 10^{-3}$	13,946
275,0	15,968	0,265	$1,252 \times 10^{-3}$	14,111
280,0	15,979	0,276	$1,292 \times 10^{-3}$	14,275
285,0	15,989	0,286	$1,331 \times 10^{-3}$	14,440
290,0	16,001	0,298	$1,361 \times 10^{-3}$	14,604
295,0	16,010	0,307	$1,420 \times 10^{-3}$	14,769
300,0	16,019	0,316	$1,459 \times 10^{-3}$	14,934
305,0	16,028	0,325	$1,528 \times 10^{-3}$	15,098
310,0	16,040	0,337	$1,578 \times 10^{-3}$	15,263
315,0	16,057	0,354	$1,637 \times 10^{-3}$	15,427
320,0	16,075	0,372	$3,668 \times 10^{-3}$	15,590

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=5Kg/cm²
ENSAYO Nº 9



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 10
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 103,5 \text{ mm}$ $A_o = 19,63495 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,0	15,655	0	0	1,500
2,0	15,660	0,005	$4,831 \times 10^{-5}$	1,567
4,0	15,665	0,010	$9,662 \times 10^{-5}$	1,633
7,0	15,671	0,016	$1,546 \times 10^{-4}$	1,733
10,0	15,678	0,023	$2,222 \times 10^{-4}$	1,833
12,0	15,682	0,027	$2,609 \times 10^{-4}$	1,900
14,0	15,688	0,033	$3,188 \times 10^{-4}$	1,966
16,2	15,698	0,043	$4,155 \times 10^{-4}$	2,039
18,0	15,702	0,047	$4,541 \times 10^{-4}$	2,099
20,0	15,708	0,053	$5,121 \times 10^{-4}$	2,166
22,0	15,712	0,057	$5,507 \times 10^{-4}$	2,232
24,0	15,717	0,062	$5,990 \times 10^{-4}$	2,299
26,0	15,721	0,066	$6,377 \times 10^{-4}$	2,365
28,0	15,723	0,068	$6,570 \times 10^{-4}$	2,432
30,0	15,728	0,073	$7,053 \times 10^{-4}$	2,498
32,0	15,731	0,076	$7,343 \times 10^{-4}$	2,565
34,0	15,735	0,080	$7,729 \times 10^{-4}$	2,631
36,0	15,738	0,083	$8,019 \times 10^{-4}$	2,698
38,0	15,741	0,086	$8,309 \times 10^{-4}$	2,764
40,0	15,747	0,092	$8,888 \times 10^{-4}$	2,831
42,0	15,752	0,097	$9,372 \times 10^{-4}$	2,897
44,0	15,759	0,104	$1,005 \times 10^{-3}$	2,963
46,0	15,762	0,107	$1,034 \times 10^{-3}$	3,030
48,0	15,762	0,113	$1,092 \times 10^{-3}$	3,096

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 10 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 103,5 \text{ mm}$ $A_o = 19,63495 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
50,0	15,771	0,116	$1,121 \times 10^{-3}$	3,163
52,0	15,779	0,124	$1,198 \times 10^{-3}$	3,229
54,0	15,781	0,126	$1,217 \times 10^{-3}$	3,296
56,0	15,787	0,132	$1,275 \times 10^{-3}$	3,362
58,0	15,791	0,136	$1,314 \times 10^{-3}$	3,428
60,0	15,798	0,143	$1,382 \times 10^{-3}$	3,495
62,0	15,803	0,148	$1,430 \times 10^{-3}$	3,561
64,0	15,809	0,154	$1,488 \times 10^{-3}$	3,628
66,0	15,813	0,158	$1,527 \times 10^{-3}$	3,694
68,0	15,817	0,162	$1,565 \times 10^{-3}$	3,760
70,0	15,821	0,166	$1,681 \times 10^{-3}$	3,827
72,3	15,829	0,174	$1,729 \times 10^{-3}$	3,903
74,0	15,834	0,179	$1,768 \times 10^{-3}$	3,959
76,0	15,838	0,183	$1,855 \times 10^{-3}$	4,026
78,0	15,847	0,192	$1,894 \times 10^{-3}$	4,092
80,0	15,851	0,196	$1,981 \times 10^{-3}$	4,158
82,0	15,860	0,205	$2,068 \times 10^{-3}$	4,225
84,0	15,869	0,214	$2,135 \times 10^{-3}$	4,291
86,0	15,876	0,221	$2,213 \times 10^{-3}$	4,357
89,0	15,884	0,229	$2,251 \times 10^{-3}$	4,456
90,0	15,888	0,233	$2,348 \times 10^{-3}$	4,490
92,0	15,898	0,243	$2,415 \times 10^{-3}$	4,556
94,0	15,905	0,250	$2,493 \times 10^{-3}$	4,622
96,0	15,913	0,258	$2,061 \times 10^{-3}$	4,688

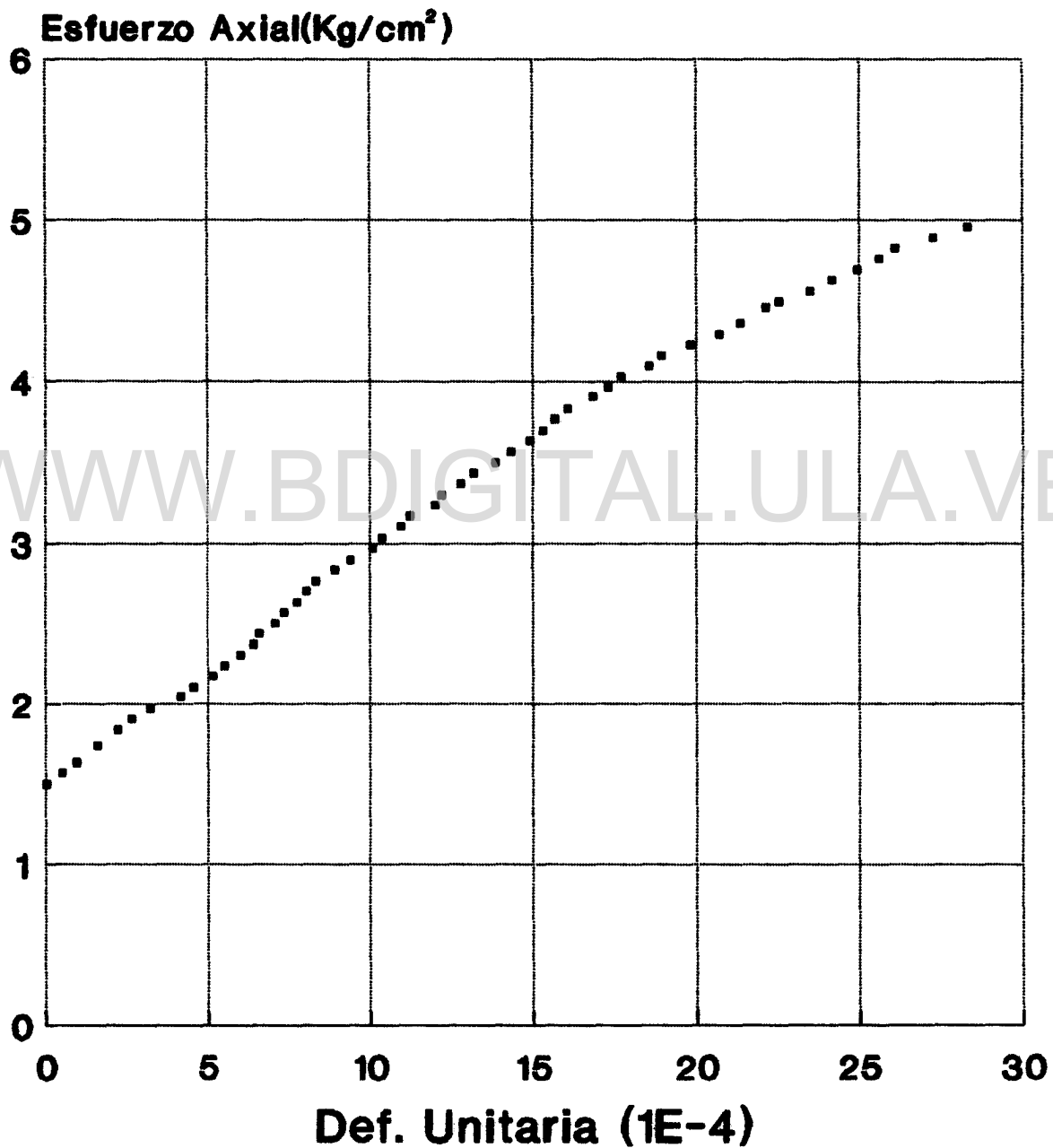
ARENA No. 1

ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$

Ho = 103,5 mm Ao = 19,63495 cm²

[illegible]

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3-1,5Kg/cm²
ENSAYO Nº 10



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

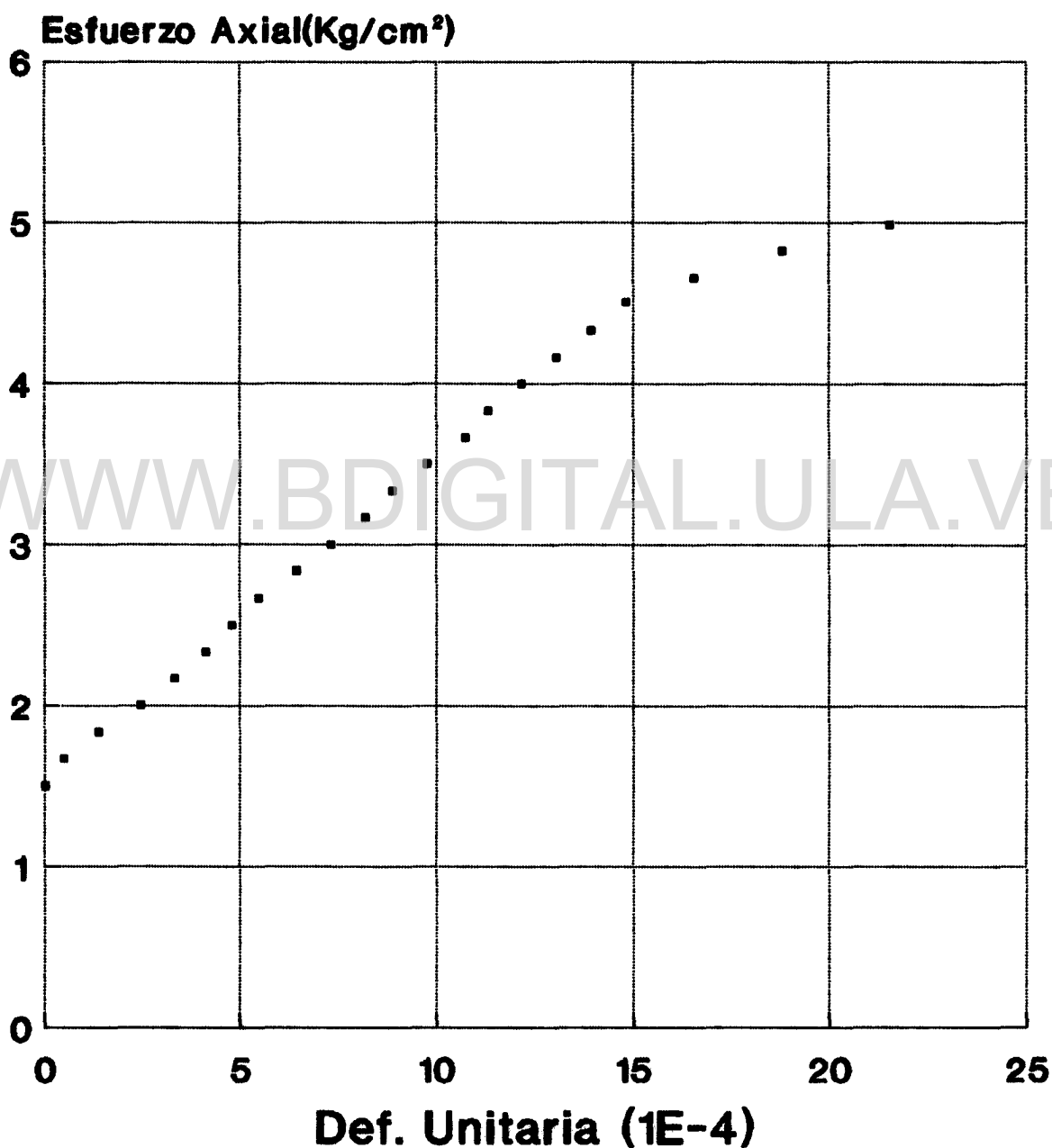
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 11
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,70 \text{ mm}$ $A_o = 19,692 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0	16,089	0	0	1,500
5,0	16,094	0,005	$4,869 \times 10^{-5}$	1,666
10,0	16,103	0,014	$1,363 \times 10^{-4}$	1,833
15,0	16,114	0,025	$2,434 \times 10^{-4}$	1,999
20,0	16,123	0,034	$3,311 \times 10^{-4}$	2,165
25,0	16,131	0,042	$4,090 \times 10^{-4}$	2,331
30,0	16,138	0,049	$4,771 \times 10^{-4}$	2,497
35,0	16,145	0,056	$5,453 \times 10^{-4}$	2,660
40,0	16,155	0,066	$6,426 \times 10^{-4}$	2,830
45,0	16,164	0,075	$7,303 \times 10^{-4}$	2,996
50,0	16,173	0,084	$8,179 \times 10^{-4}$	3,162
55,0	16,180	0,091	$8,861 \times 10^{-4}$	3,328
60,0	16,189	0,100	$9,737 \times 10^{-4}$	3,494
65,0	16,199	0,110	$1,071 \times 10^{-3}$	3,660
70,0	16,205	0,116	$1,130 \times 10^{-3}$	3,826
75,0	16,214	0,125	$1,217 \times 10^{-3}$	3,992
80,0	16,223	0,134	$1,305 \times 10^{-3}$	4,158
85,0	16,232	0,143	$1,391 \times 10^{-3}$	4,323
90,0	16,241	0,152	$1,480 \times 10^{-3}$	4,489
95,0	16,259	0,170	$1,655 \times 10^{-3}$	4,655
100,0	16,282	0,193	$1,879 \times 10^{-3}$	4,820
105,0	16,310	0,221	$2,152 \times 10^{-3}$	4,985

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1,5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 11



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

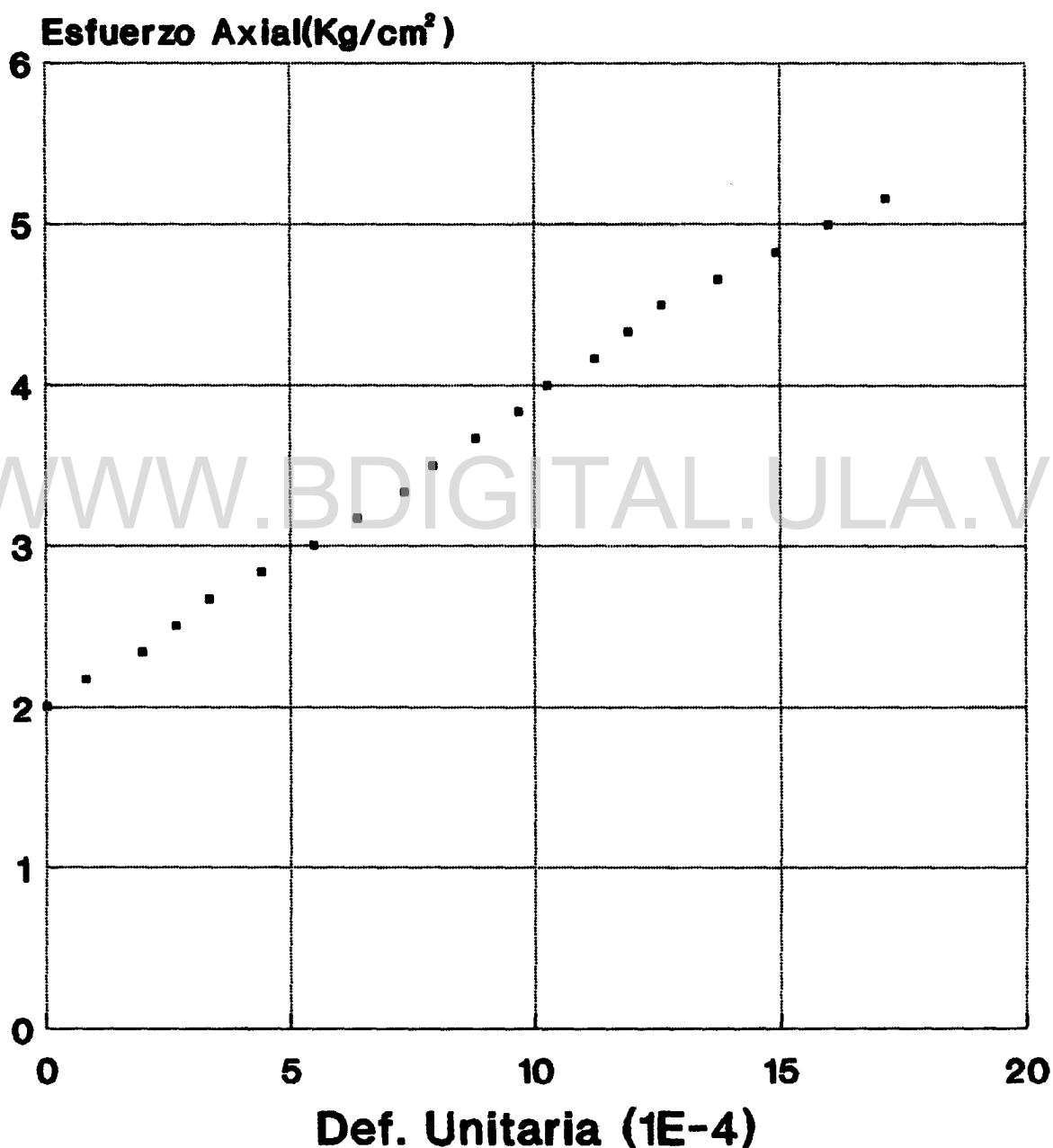
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 12
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,83 \text{ mm}$ $A_o = 19,660 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,0	16,013	0	0	2
5,0	16,021	0,008	$7,780 \times 10^{-5}$	2,166
10,0	16,033	0,020	$1,945 \times 10^{-4}$	2,333
15,0	16,040	0,027	$2,626 \times 10^{-4}$	2,499
20,0	16,047	0,034	$3,306 \times 10^{-4}$	2,666
25,0	16,058	0,045	$4,376 \times 10^{-4}$	2,832
30,0	16,069	0,056	$5,446 \times 10^{-4}$	2,998
35,0	16,078	0,065	$6,321 \times 10^{-4}$	3,164
40,0	16,088	0,075	$7,294 \times 10^{-4}$	3,331
45,0	16,094	0,081	$7,878 \times 10^{-4}$	3,497
50,0	16,103	0,090	$8,752 \times 10^{-4}$	3,663
55,0	16,112	0,099	$9,628 \times 10^{-4}$	3,829
60,0	16,118	0,105	$1,021 \times 10^{-3}$	3,995
65,0	16,128	0,115	$1,118 \times 10^{-3}$	4,162
70,0	16,135	0,122	$1,186 \times 10^{-3}$	4,328
75,0	16,142	0,129	$1,254 \times 10^{-3}$	4,494
80,0	16,154	0,141	$1,371 \times 10^{-3}$	4,660
85,0	16,166	0,153	$1,488 \times 10^{-3}$	4,826
90,0	16,177	0,164	$1,595 \times 10^{-3}$	4,991
95,0	16,189	0,176	$1,712 \times 10^{-3}$	5,157

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=2Kg/cm²
ENSAYO Nº 12



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 13
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 3 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,73 \text{ mm}$ $A_o = 19,686 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,0	16,059	0	0	3
5,0	16,068	0,055	$5,349 \times 10^{-4}$	3,166
10,0	16,075	0,062	$6,029 \times 10^{-4}$	3,333
15,0	16,083	0,070	$6,807 \times 10^{-4}$	3,499
20,0	16,089	0,076	$7,391 \times 10^{-4}$	3,665
25,0	16,098	0,085	$8,266 \times 10^{-4}$	3,831
31,0	16,107	0,094	$9,141 \times 10^{-4}$	4,031
35,0	16,113	0,100	$9,725 \times 10^{-4}$	4,164
40,0	16,118	0,105	$1,021 \times 10^{-3}$	4,330
45,0	16,123	0,110	$1,070 \times 10^{-3}$	4,496
50,0	16,129	0,116	$1,128 \times 10^{-3}$	4,662
55,0	16,134	0,121	$1,177 \times 10^{-3}$	4,829
60,0	16,138	0,125	$1,216 \times 10^{-3}$	4,995
65,0	16,143	0,130	$1,264 \times 10^{-3}$	5,161
70,0	16,151	0,138	$1,342 \times 10^{-3}$	5,327
75,0	16,158	0,145	$1,410 \times 10^{-3}$	5,493
80,0	16,165	0,152	$1,478 \times 10^{-3}$	5,659
85,0	16,173	0,160	$1,556 \times 10^{-3}$	5,825
90,0	16,181	0,168	$1,634 \times 10^{-3}$	5,991
95,0	16,188	0,175	$1,702 \times 10^{-3}$	6,157
100,0	16,195	0,182	$1,770 \times 10^{-3}$	6,323
105,0	16,203	0,190	$1,848 \times 10^{-3}$	6,489
110,0	16,211	0,198	$1,926 \times 10^{-3}$	6,655
115,0	16,219	0,206	$2,003 \times 10^{-3}$	6,820

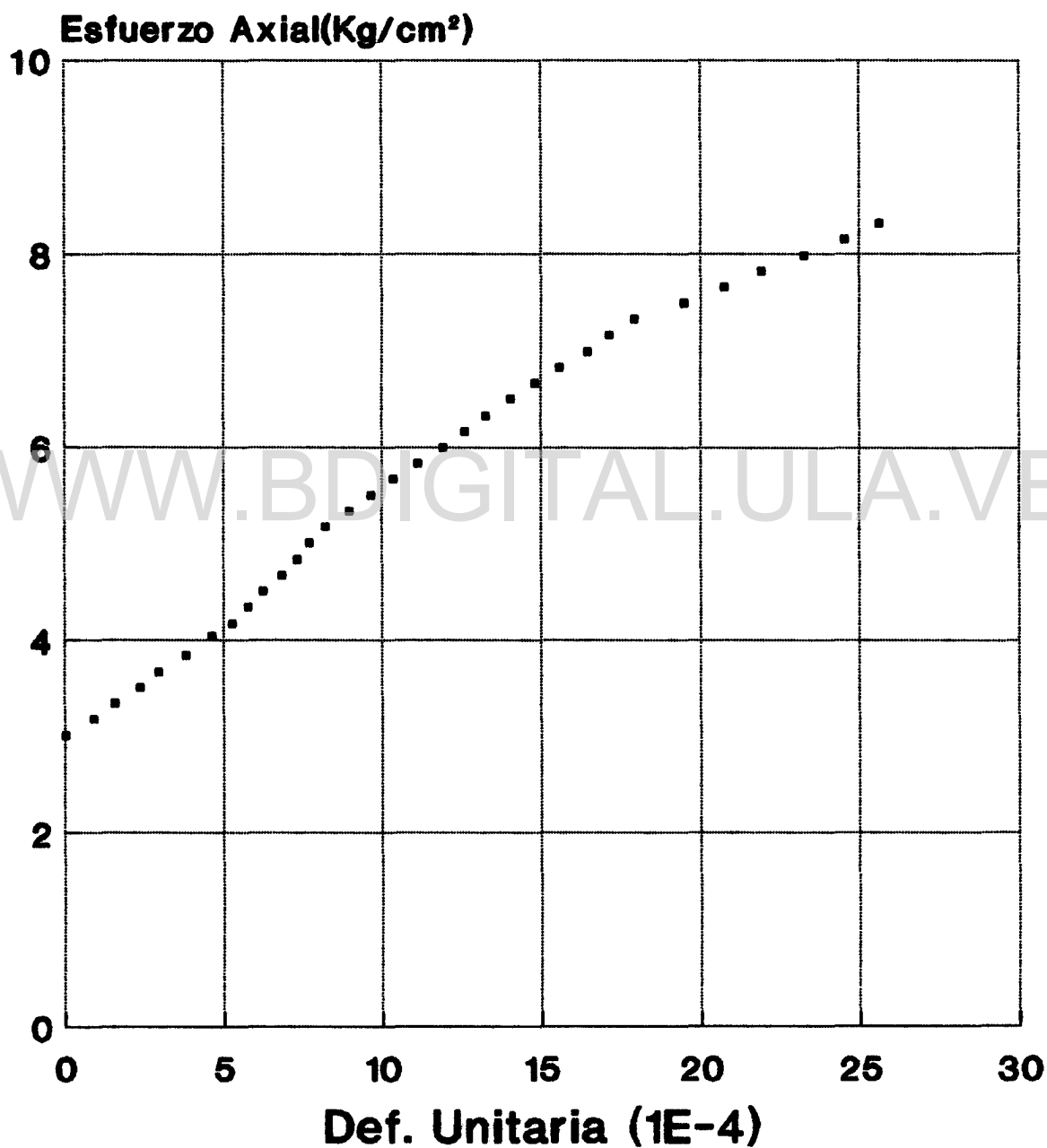
ARENA No. 1

ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 3 \text{ Kg/cm}^2$

$$H_o = 102,73 \text{ mm} \quad A_o = 19,686 \text{ cm}^2$$
[illegible]

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=3Kg/cm²
ENSAYO Nº 13



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

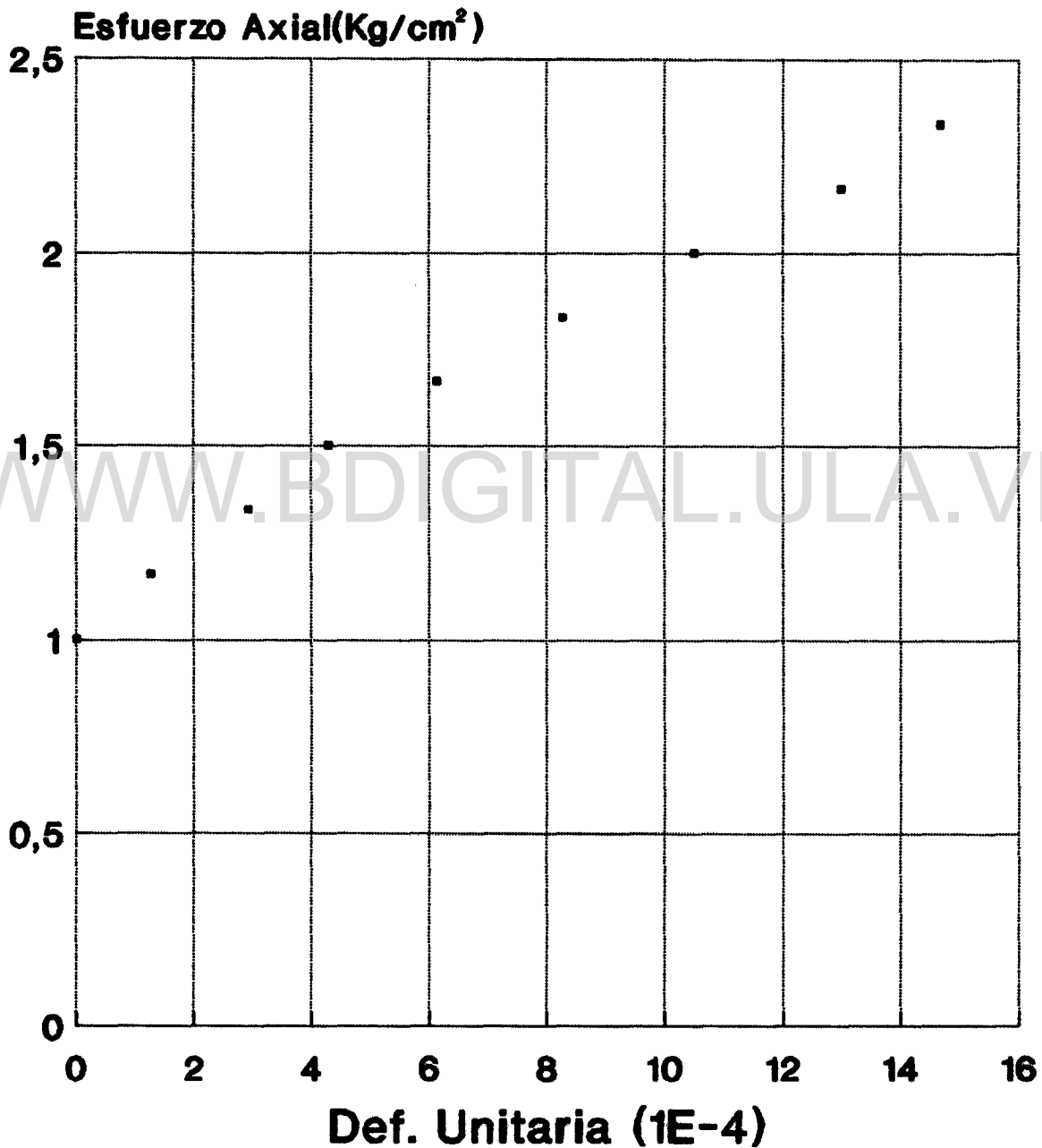
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO No. 14

$$H_o = 102,90 \text{ mm} \quad A_o = 19,635 \text{ cm}^2$$
[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 14



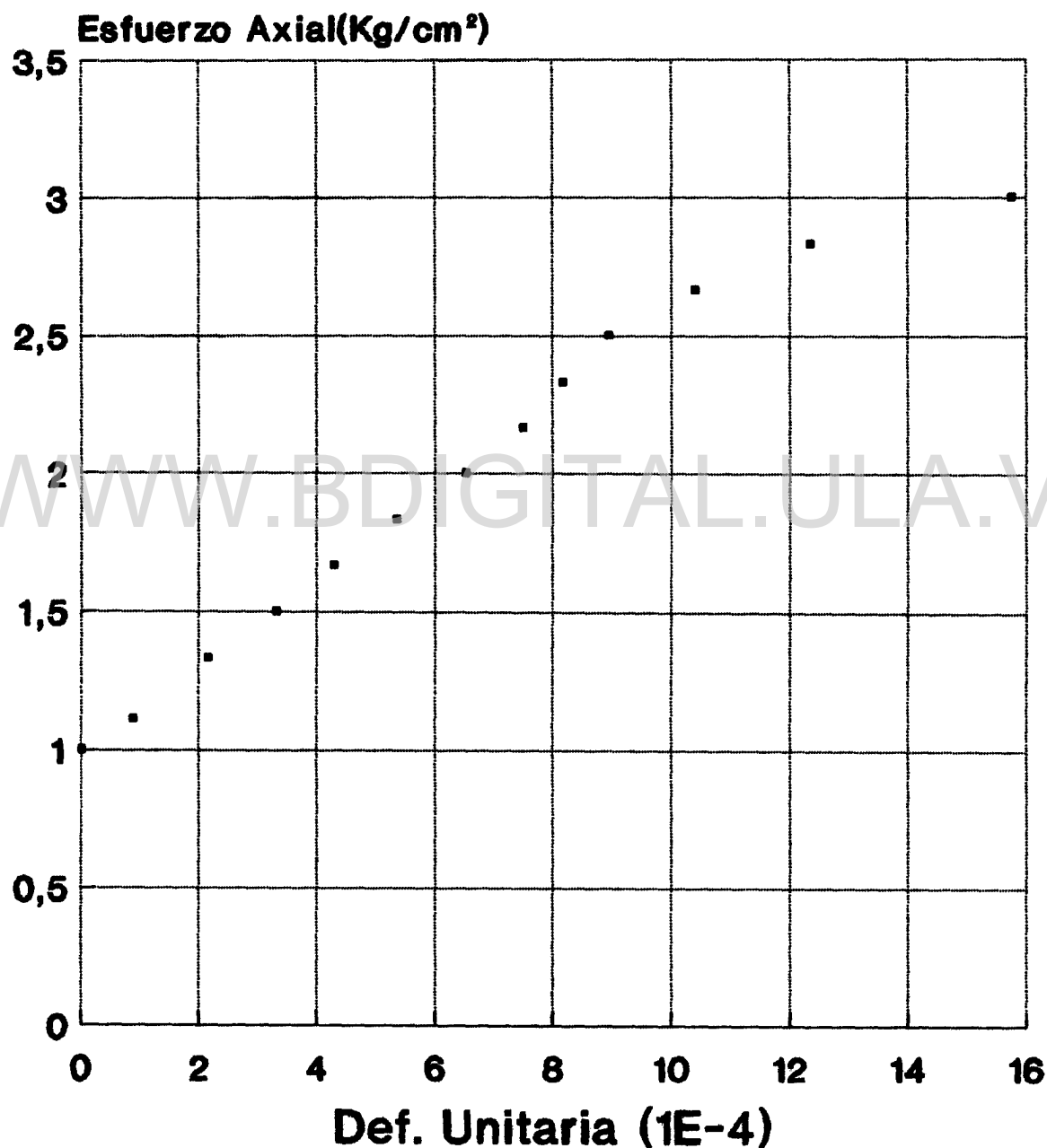
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 15
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,0 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,841 \text{ mm}$ $A_o = 19,647 \text{ cm}^2$

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 15



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

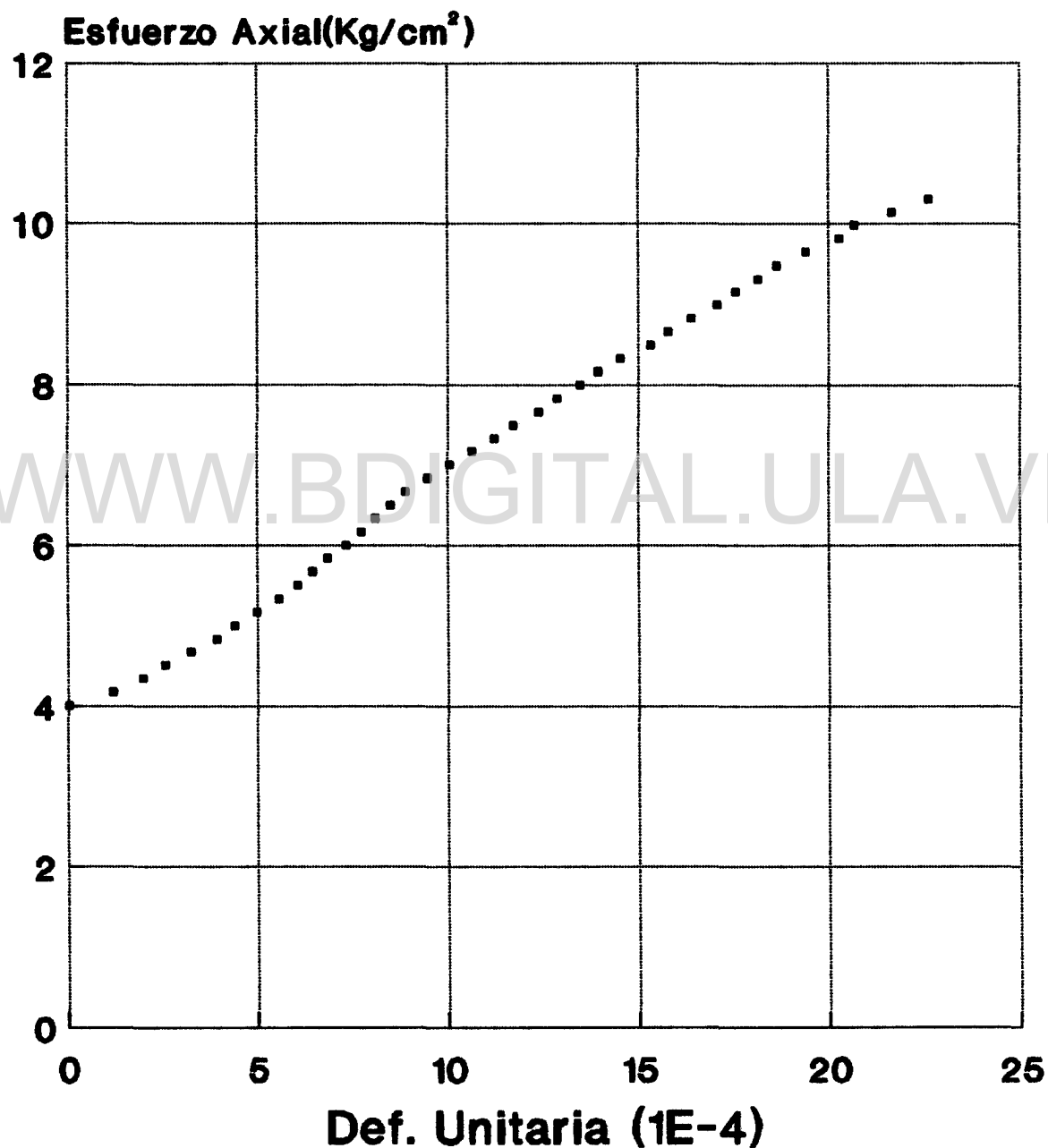
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 16
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 4,0 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,638 \text{ mm}$ $A_o = 19,7030 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$
0	16,151	0	0	4
5,0	16,163	0,012	$1,169 \times 10^{-4}$	4,166
10,0	16,171	0,020	$1,949 \times 10^{-4}$	4,332
15,0	16,177	0,026	$2,533 \times 10^{-4}$	4,499
20,0	16,184	0,033	$3,215 \times 10^{-4}$	4,665
25,0	16,191	0,040	$3,897 \times 10^{-4}$	4,831
30,0	16,196	0,045	$4,384 \times 10^{-4}$	4,997
35,0	16,202	0,051	$4,949 \times 10^{-4}$	5,163
40,0	16,208	0,057	$5,553 \times 10^{-4}$	5,329
45,0	16,213	0,062	$6,041 \times 10^{-4}$	5,495
50,0	16,217	0,066	$6,430 \times 10^{-4}$	5,661
55,0	16,221	0,070	$6,820 \times 10^{-4}$	5,827
60,0	16,226	0,075	$7,307 \times 10^{-4}$	5,993
65,0	16,230	0,079	$7,697 \times 10^{-4}$	6,159
70,0	16,234	0,083	$8,087 \times 10^{-4}$	6,325
75,0	16,238	0,087	$8,476 \times 10^{-4}$	6,491
80,0	16,242	0,091	$8,866 \times 10^{-4}$	6,657
85,0	16,248	0,097	$9,451 \times 10^{-4}$	6,823
90,0	16,254	0,103	$1,004 \times 10^{-3}$	6,989
95,0	16,260	0,109	$1,062 \times 10^{-3}$	7,155
100,0	16,266	0,115	$1,120 \times 10^{-3}$	7,321
105,0	16,271	0,120	$1,169 \times 10^{-3}$	7,486
110,0	16,278	0,127	$1,237 \times 10^{-3}$	7,652
115,0	16,283	0,132	$1,286 \times 10^{-3}$	7,818

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 16 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 4,0 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,638 \text{ mm}$ $A_o = 19,7030 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
120,0	16,289	0,138	$1,345 \times 10^{-3}$	7,984
125,0	16,294	0,143	$1,393 \times 10^{-3}$	8,150
130,0	16,300	0,149	$1,452 \times 10^{-3}$	8,315
135,0	16,308	0,157	$1,530 \times 10^{-3}$	8,481
140,0	16,313	0,162	$1,578 \times 10^{-3}$	8,647
145,0	16,319	0,168	$1,637 \times 10^{-3}$	8,812
150,0	16,326	0,175	$1,705 \times 10^{-3}$	8,978
155,0	16,331	0,180	$1,754 \times 10^{-3}$	9,144
160,0	16,337	0,186	$1,812 \times 10^{-3}$	9,309
165,0	16,342	0,191	$1,861 \times 10^{-3}$	9,475
170,0	16,350	0,199	$1,939 \times 10^{-3}$	9,640
175,0	16,359	0,208	$2,027 \times 10^{-3}$	9,806
180,0	16,363	0,212	$2,066 \times 10^{-3}$	9,971
185,0	16,373	0,222	$2,163 \times 10^{-3}$	10,137
190,0	16,383	0,232	$2,260 \times 10^{-3}$	10,302

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=4\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 16



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

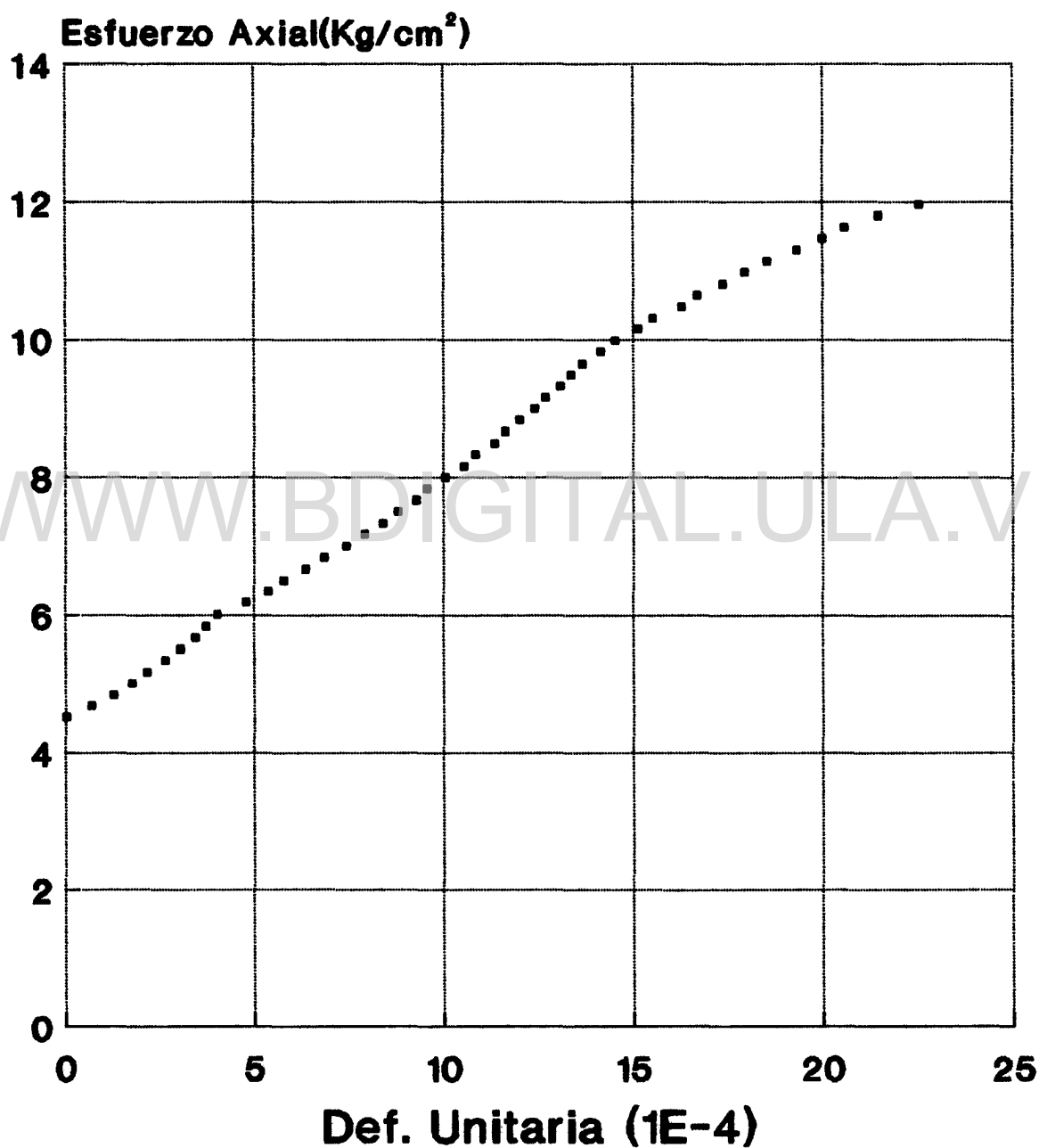
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 17
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 4,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,587 \text{ mm}$ $A_o = 19,713 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0	16,202	0	0	4,500
5,0	16,209	0,007	$6,823 \times 10^{-5}$	4,666
10,0	16,215	0,013	$1,267 \times 10^{-4}$	4,832
15,0	16,220	0,018	$1,755 \times 10^{-4}$	4,998
20,0	16,224	0,022	$2,145 \times 10^{-4}$	5,164
25,0	16,229	0,027	$2,632 \times 10^{-4}$	5,330
30,0	16,233	0,031	$3,022 \times 10^{-4}$	5,496
35,0	16,237	0,035	$3,412 \times 10^{-4}$	5,663
40,0	16,240	0,038	$3,704 \times 10^{-4}$	5,829
45,0	16,243	0,041	$3,997 \times 10^{-4}$	5,995
50,0	16,251	0,049	$4,776 \times 10^{-4}$	6,184
55,0	16,257	0,055	$5,361 \times 10^{-4}$	6,326
60,0	16,261	0,059	$5,751 \times 10^{-4}$	6,492
65,0	16,267	0,065	$6,336 \times 10^{-4}$	6,658
70,0	16,272	0,070	$6,823 \times 10^{-4}$	6,824
75,0	16,278	0,076	$7,408 \times 10^{-4}$	6,990
80,0	16,283	0,081	$7,896 \times 10^{-4}$	7,156
85,0	16,288	0,088	$8,383 \times 10^{-4}$	7,322
90,0	16,292	0,090	$8,773 \times 10^{-4}$	7,488
95,0	16,297	0,095	$9,260 \times 10^{-4}$	7,654
100,0	16,300	0,098	$9,553 \times 10^{-4}$	7,819
105,0	16,305	0,103	$1,004 \times 10^{-3}$	7,985
110,0	16,310	0,108	$1,053 \times 10^{-3}$	8,151
115,0	16,313	0,111	$1,082 \times 10^{-3}$	8,317

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 17 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 4,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,587 \text{ mm}$ $A_o = 19,713 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
120,0	16,318	0,116	$1,131 \times 10^{-3}$	8,483
125,0	16,321	0,119	$1,160 \times 10^{-3}$	8,648
130,0	16,325	0,123	$1,199 \times 10^{-3}$	8,814
135,0	16,329	0,127	$1,238 \times 10^{-3}$	8,980
140,0	16,332	0,130	$1,267 \times 10^{-3}$	9,146
145,0	16,336	0,134	$1,306 \times 10^{-3}$	9,311
150,0	16,339	0,137	$1,335 \times 10^{-3}$	9,477
155,0	16,342	0,140	$1,365 \times 10^{-3}$	9,643
160,0	16,347	0,145	$1,413 \times 10^{-3}$	9,809
165,0	16,351	0,149	$1,452 \times 10^{-3}$	9,974
170,0	16,357	0,155	$1,511 \times 10^{-3}$	10,140
175,0	16,361	0,159	$1,550 \times 10^{-3}$	10,306
180,0	16,369	0,167	$1,628 \times 10^{-3}$	10,471
185,0	16,373	0,171	$1,667 \times 10^{-3}$	10,637
190,0	16,380	0,178	$1,735 \times 10^{-3}$	10,802
195,0	16,386	0,184	$1,794 \times 10^{-3}$	10,967
200,0	16,392	0,190	$1,852 \times 10^{-3}$	11,133
205,0	16,400	0,198	$1,930 \times 10^{-3}$	11,298
210,0	16,407	0,205	$1,998 \times 10^{-3}$	11,464
215,0	16,413	0,211	$2,057 \times 10^{-3}$	11,629
220,0	16,422	0,220	$2,145 \times 10^{-3}$	11,794
225,0	16,433	0,231	$2,252 \times 10^{-3}$	11,959

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=4,5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 17



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 18
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,369 \text{ mm}$ $A_o = 19,756 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ε	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0	16,312	0	0	5,000
5,0	16,316	0,004	$3,907 \times 10^{-5}$	5,166
10,0	16,322	0,010	$9,769 \times 10^{-5}$	5,331
15,0	16,327	0,015	$1,465 \times 10^{-4}$	5,497
20,0	16,330	0,018	$1,758 \times 10^{-4}$	5,663
25,0	16,332	0,020	$1,954 \times 10^{-4}$	5,828
30,0	16,335	0,023	$2,247 \times 10^{-4}$	5,994
35,0	16,338	0,026	$2,540 \times 10^{-4}$	6,160
40,0	16,340	0,028	$2,735 \times 10^{-4}$	6,325
45,0	16,342	0,003	$2,931 \times 10^{-4}$	6,491
50,0	16,345	0,033	$3,224 \times 10^{-4}$	6,657
55,0	16,351	0,039	$3,810 \times 10^{-4}$	6,822
60,0	16,355	0,043	$4,200 \times 10^{-4}$	6,988
65,0	16,360	0,048	$4,689 \times 10^{-4}$	7,153
70,0	16,363	0,051	$4,982 \times 10^{-4}$	7,319
75,0	16,369	0,057	$5,568 \times 10^{-4}$	7,484
80,0	16,373	0,061	$5,959 \times 10^{-4}$	7,650
85,0	16,377	0,065	$6,350 \times 10^{-4}$	7,815
90,0	16,381	0,069	$6,740 \times 10^{-4}$	7,981
95,0	16,384	0,072	$7,033 \times 10^{-4}$	8,146
100,0	16,389	0,077	$7,522 \times 10^{-4}$	8,312
105,0	16,392	0,080	$7,815 \times 10^{-4}$	8,477
110,0	16,398	0,086	$8,401 \times 10^{-4}$	8,642
115,0	16,400	0,088	$8,596 \times 10^{-4}$	8,808

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 18 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,369 \text{ mm}$ $A_o = 19,756 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$
120,0	16,403	0,091	$8,829 \times 10^{-4}$	8,973
125,0	16,408	0,096	$9,378 \times 10^{-4}$	9,139
130,0	16,412	0,100	$9,769 \times 10^{-4}$	9,304
135,0	16,419	0,107	$1,045 \times 10^{-3}$	9,469
140,5	16,421	0,109	$1,065 \times 10^{-3}$	9,651
145,0	16,424	0,112	$1,094 \times 10^{-3}$	9,800
150,0	16,428	0,116	$1,133 \times 10^{-3}$	9,966
155,0	16,432	0,120	$1,172 \times 10^{-3}$	10,131
160,0	16,437	0,125	$1,221 \times 10^{-3}$	10,296
165,0	16,439	0,127	$1,241 \times 10^{-3}$	10,462
170,0	16,441	0,129	$1,260 \times 10^{-3}$	10,627
175,0	16,448	0,136	$1,329 \times 10^{-3}$	10,792
180,0	16,451	0,139	$1,358 \times 10^{-3}$	10,977
185,0	16,458	0,146	$1,426 \times 10^{-3}$	11,122
190,0	16,462	0,150	$1,465 \times 10^{-3}$	11,288
195,0	16,468	0,156	$1,524 \times 10^{-3}$	11,453
200,0	16,473	0,161	$1,573 \times 10^{-3}$	11,618
208,0	16,485	0,173	$1,690 \times 10^{-3}$	11,881
210,5	16,489	0,177	$1,729 \times 10^{-3}$	11,964
215,0	16,492	0,180	$1,758 \times 10^{-3}$	12,113
220,0	16,499	0,187	$1,827 \times 10^{-3}$	12,278
225,0	16,503	0,191	$1,866 \times 10^{-3}$	12,443
230,0	16,508	0,196	$1,915 \times 10^{-3}$	12,608
235,0	16,512	0,200	$1,954 \times 10^{-3}$	12,773

ARENA No. 1

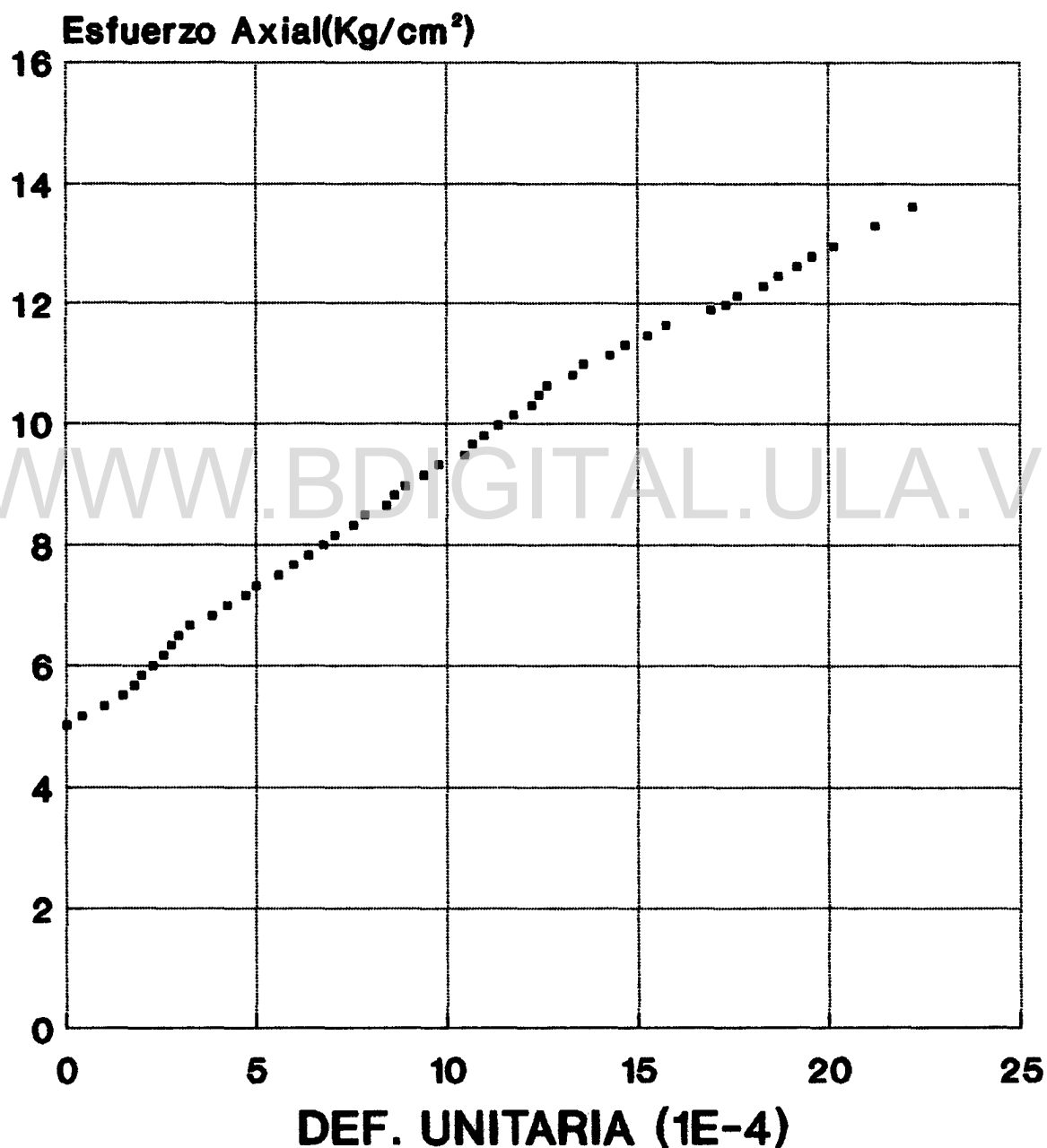
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5 \text{ Kg/cm}^2$

Ho = 102,369 mm Ao = 19,756 cm²

[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 18



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

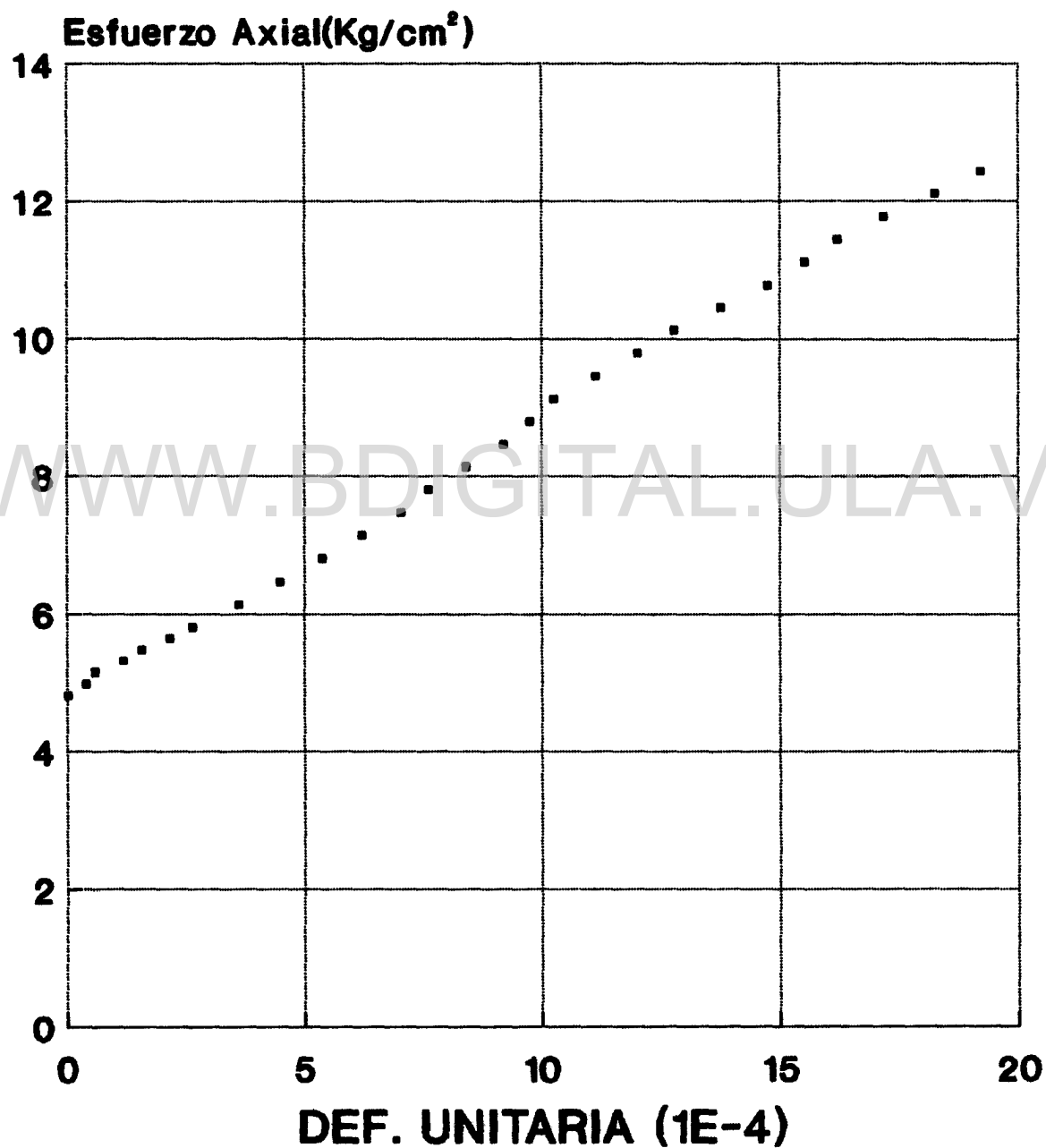
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 19
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 4,8 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,554 \text{ mm}$ $A_o = 19,719 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0	16,235	0	0	4,800
5,0	16,239	0,004	$3,900 \times 10^{-5}$	4,966
10,0	16,241	0,006	$5,851 \times 10^{-5}$	5,132
15,0	16,247	0,012	$1,170 \times 10^{-4}$	5,298
20,0	16,251	0,016	$1,560 \times 10^{-4}$	5,464
25,0	16,257	0,022	$2,145 \times 10^{-4}$	5,630
30,0	16,262	0,027	$2,633 \times 10^{-4}$	5,796
40,0	16,272	0,037	$3,608 \times 10^{-4}$	6,128
50,0	16,281	0,046	$4,485 \times 10^{-4}$	6,460
60,0	16,290	0,055	$5,363 \times 10^{-4}$	6,732
70,0	16,299	0,064	$6,201 \times 10^{-4}$	7,124
80,0	16,307	0,072	$7,021 \times 10^{-4}$	7,455
90,0	16,313	0,078	$7,606 \times 10^{-4}$	7,787
100,0	16,321	0,086	$8,386 \times 10^{-4}$	8,118
110,0	16,329	0,094	$9,166 \times 10^{-4}$	8,450
120,0	16,335	0,100	$9,751 \times 10^{-4}$	8,752
130,0	16,340	0,105	$1,024 \times 10^{-3}$	9,114
140,0	16,349	0,114	$1,112 \times 10^{-3}$	9,445
150,0	16,358	0,123	$1,199 \times 10^{-3}$	9,776
160,0	16,366	0,131	$1,277 \times 10^{-3}$	10,108
170,0	16,376	0,141	$1,375 \times 10^{-3}$	10,439
180,0	16,386	0,151	$1,472 \times 10^{-3}$	10,770
190,0	10,394	0,159	$1,550 \times 10^{-3}$	11,102
200,0	16,401	0,166	$1,619 \times 10^{-3}$	11,432

$$H_o = 102,554 \text{ mm} \quad A_o = 19,719 \text{ cm}^2$$
[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=4,8\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 19



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

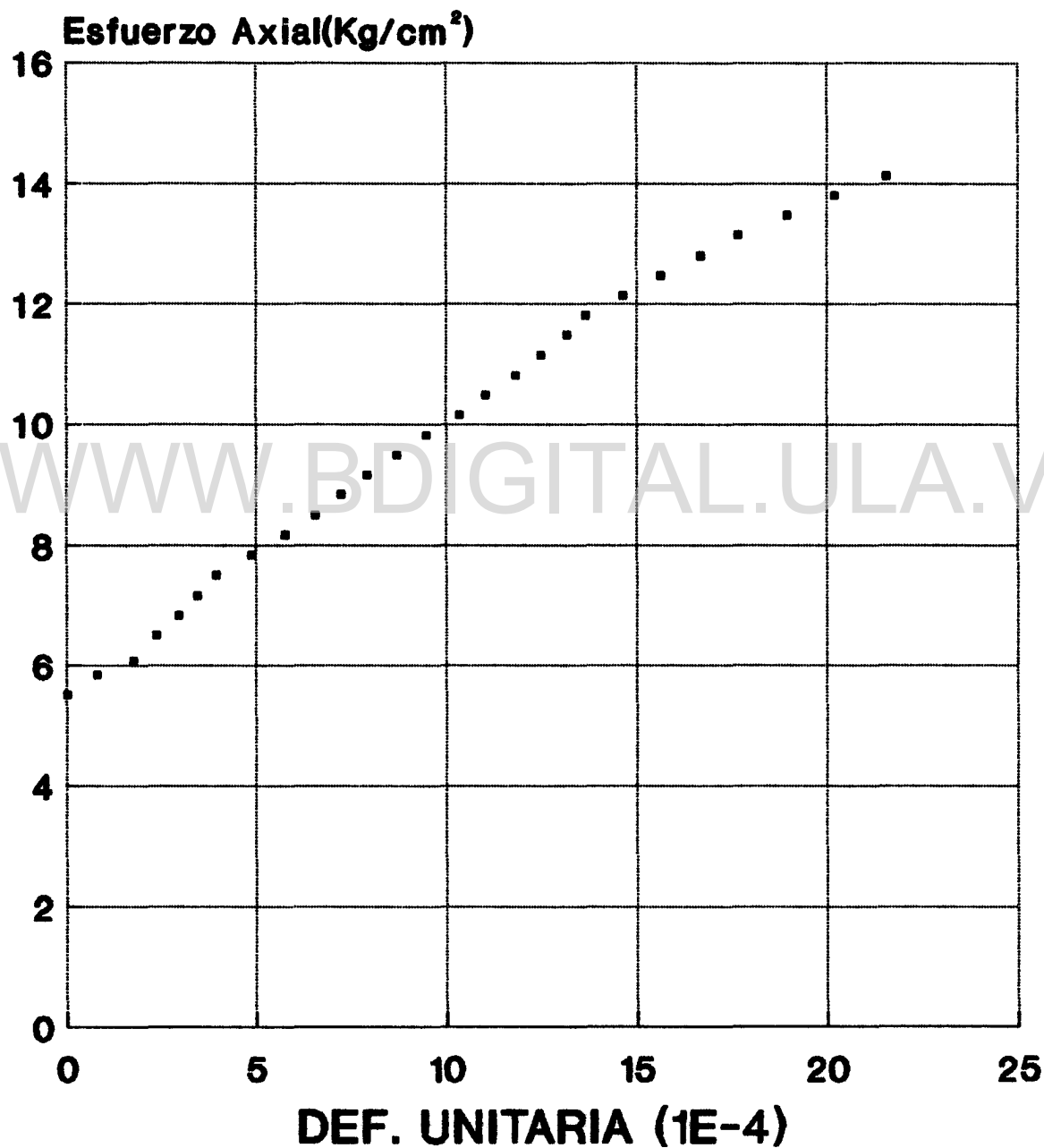
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 1
ENSAYO No. 20
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,554 \text{ mm}$ $A_o = 19,719 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0	17,201	0	0	5,500
10,0	17,209	0,008	$7,800 \times 10^{-5}$	5,832
20,0	17,219	0,018	$1,755 \times 10^{-4}$	6,164
30,0	17,225	0,024	$2,340 \times 10^{-4}$	6,496
40,0	17,231	0,030	$3,925 \times 10^{-4}$	6,828
50,0	17,236	0,035	$3,413 \times 10^{-4}$	7,160
60,0	17,241	0,040	$3,900 \times 10^{-4}$	7,492
70,0	17,251	0,050	$4,875 \times 10^{-4}$	7,824
80,0	17,260	0,059	$5,753 \times 10^{-4}$	8,156
90,0	17,268	0,067	$6,533 \times 10^{-4}$	8,487
100,0	17,275	0,074	$7,216 \times 10^{-4}$	8,819
110,0	17,282	0,081	$7,898 \times 10^{-4}$	9,151
120,0	17,290	0,089	$8,678 \times 10^{-4}$	9,482
130,0	17,298	0,097	$9,458 \times 10^{-4}$	9,814
140,0	17,307	0,106	$1,033 \times 10^{-3}$	10,145
150,0	17,314	0,113	$1,102 \times 10^{-3}$	10,477
160,0	17,322	0,121	$1,180 \times 10^{-3}$	10,808
170,0	17,329	0,128	$1,248 \times 10^{-3}$	11,140
180,0	17,336	0,135	$1,316 \times 10^{-3}$	11,471
190,0	17,341	0,140	$1,365 \times 10^{-3}$	11,802
200,0	17,351	0,150	$1,463 \times 10^{-3}$	12,134
210,0	17,361	0,160	$1,580 \times 10^{-3}$	12,465
220,0	17,372	0,171	$1,607 \times 10^{-3}$	12,795
230,0	17,382	0,181	$1,765 \times 10^{-3}$	13,126

ENSAYO No. 20 (Continuación)
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 102,554 \text{ mm}$ $A_o = 19,719 \text{ cm}^2$

[illegible]

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 1
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=5,5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 20



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

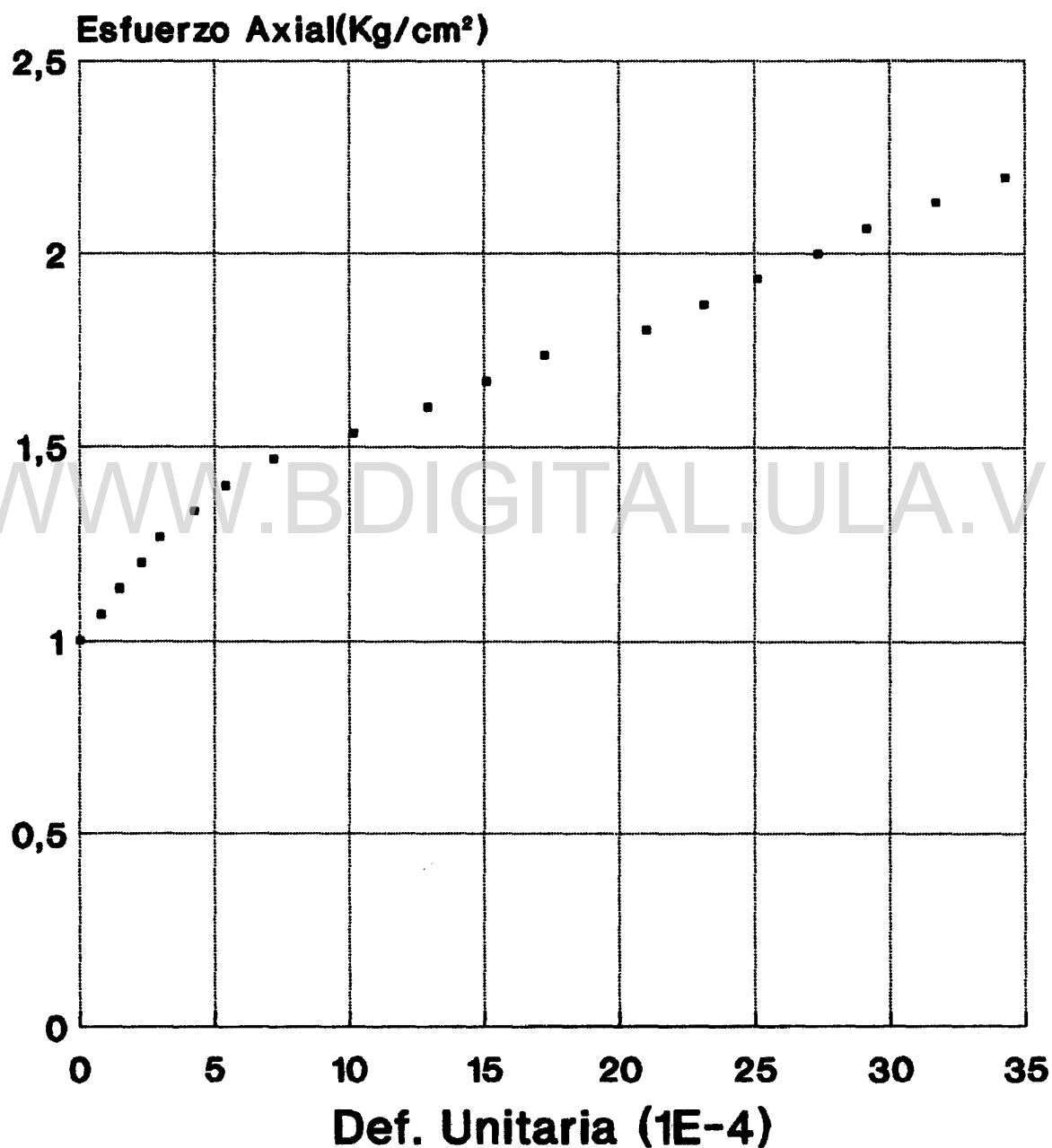
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 2
ENSAYO No. 21
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,6 \text{ mm}$ $A_o = 19,6350 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,0	15,486	0	0	1
2,0	15,494	0,008	$7,874 \times 10^{-5}$	1,067
4,0	15,501	0,015	$1,476 \times 10^{-4}$	1,133
6,0	15,509	0,023	$2,264 \times 10^{-4}$	1,200
8,0	15,516	0,030	$2,953 \times 10^{-4}$	1,267
10,0	15,529	0,043	$4,232 \times 10^{-4}$	1,333
12,0	15,541	0,055	$5,413 \times 10^{-4}$	1,400
14,0	15,559	0,073	$7,185 \times 10^{-4}$	1,467
16,0	15,589	0,103	$1,014 \times 10^{-3}$	1,533
18,0	15,617	0,131	$1,289 \times 10^{-3}$	1,600
20,0	15,639	0,153	$1,506 \times 10^{-3}$	1,666
22,0	15,661	0,175	$1,722 \times 10^{-3}$	1,733
24,0	15,699	0,213	$2,096 \times 10^{-3}$	1,799
26,0	15,721	0,235	$2,313 \times 10^{-3}$	1,865
28,0	15,741	0,255	$2,510 \times 10^{-3}$	1,932
30,0	15,764	0,278	$2,736 \times 10^{-3}$	1,998
32,0	15,782	0,296	$2,913 \times 10^{-3}$	2,064
34,0	15,808	0,332	$3,169 \times 10^{-3}$	2,131
36,0	15,834	0,348	$3,425 \times 10^{-3}$	2,197

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 21



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 2
ENSAYO No. 22
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,3649 \text{ mm}$ $A_o = 19,6807 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,0	15,722	0	0	2
2,0	15,735	0,013	$1,283 \times 10^{-4}$	2,067
4,0	15,739	0,017	$1,677 \times 10^{-4}$	2,133
6,0	15,743	0,021	$2,072 \times 10^{-4}$	2,200
8,0	15,749	0,027	$2,664 \times 10^{-4}$	2,260
10,0	15,759	0,037	$3,650 \times 10^{-4}$	2,333
12,0	15,767	0,045	$4,439 \times 10^{-4}$	2,399
14,0	15,772	0,050	$4,933 \times 10^{-4}$	2,466
16,0	15,781	0,059	$5,821 \times 10^{-4}$	2,532
18,0	15,790	0,068	$6,708 \times 10^{-4}$	2,599
20,0	15,800	0,078	$7,695 \times 10^{-4}$	2,665
22,0	15,817	0,095	$9,372 \times 10^{-4}$	2,732
24,0	15,822	0,100	$9,865 \times 10^{-4}$	2,798
26,0	15,831	0,109	$1,075 \times 10^{-3}$	2,864
28,0	15,841	0,119	$1,174 \times 10^{-3}$	2,931
30,0	15,856	0,134	$1,322 \times 10^{-3}$	2,997
32,0	15,870	0,148	$1,460 \times 10^{-3}$	3,063
34,0	15,882	0,160	$1,578 \times 10^{-3}$	3,130
36,0	15,892	0,170	$1,677 \times 10^{-3}$	3,196
38,0	15,903	0,181	$1,786 \times 10^{-3}$	3,262
40,0	15,917	0,195	$1,924 \times 10^{-3}$	3,329
42,0	15,931	0,209	$2,062 \times 10^{-3}$	3,395
44,0	15,943	0,221	$2,180 \times 10^{-3}$	3,461
46,3	15,960	0,238	$2,348 \times 10^{-3}$	3,537

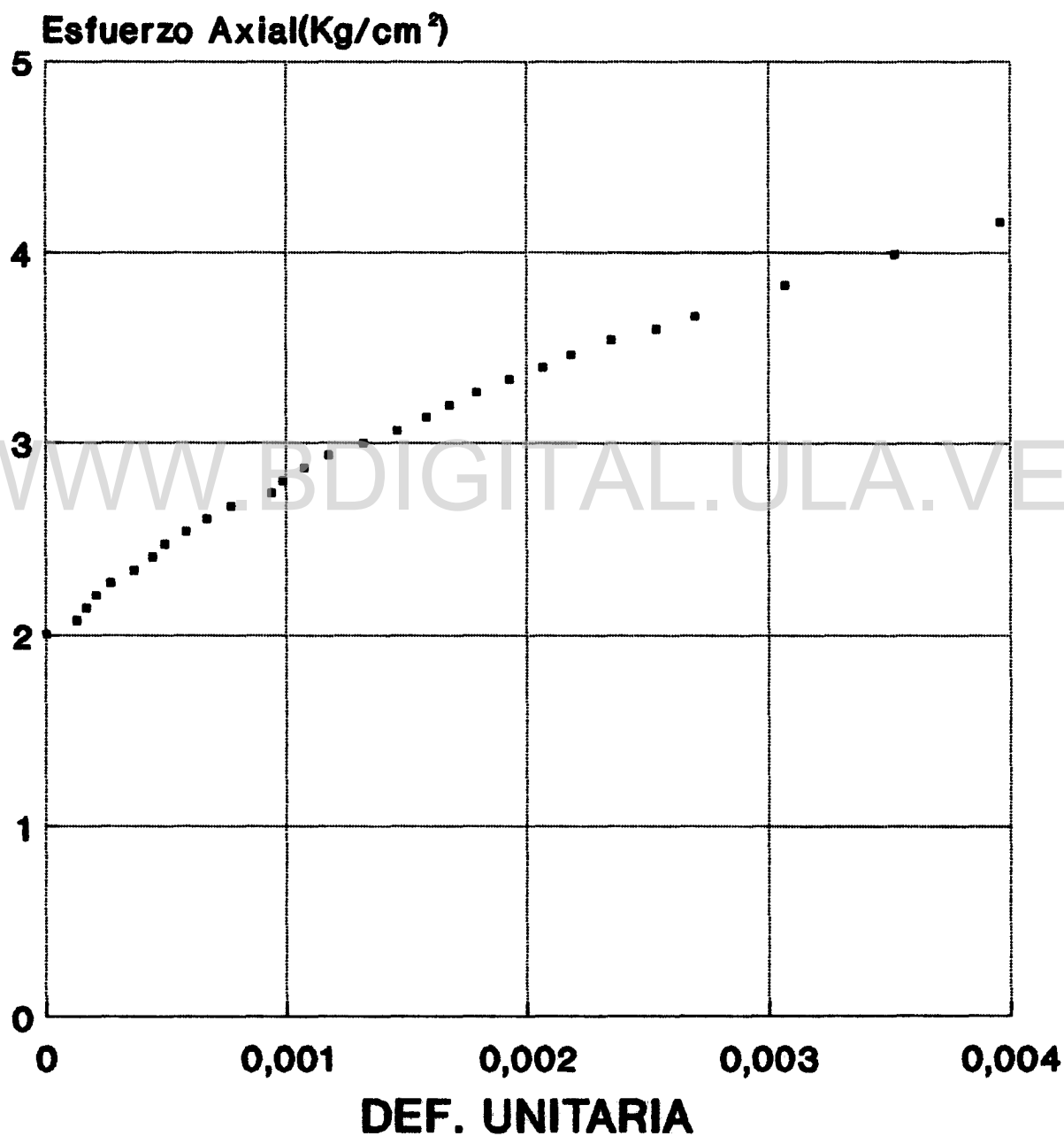
ARENA No. 2

ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,3649 \text{ mm}$ $A_o = 19,6807 \text{ cm}^2$

[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 2
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=2\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 22



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

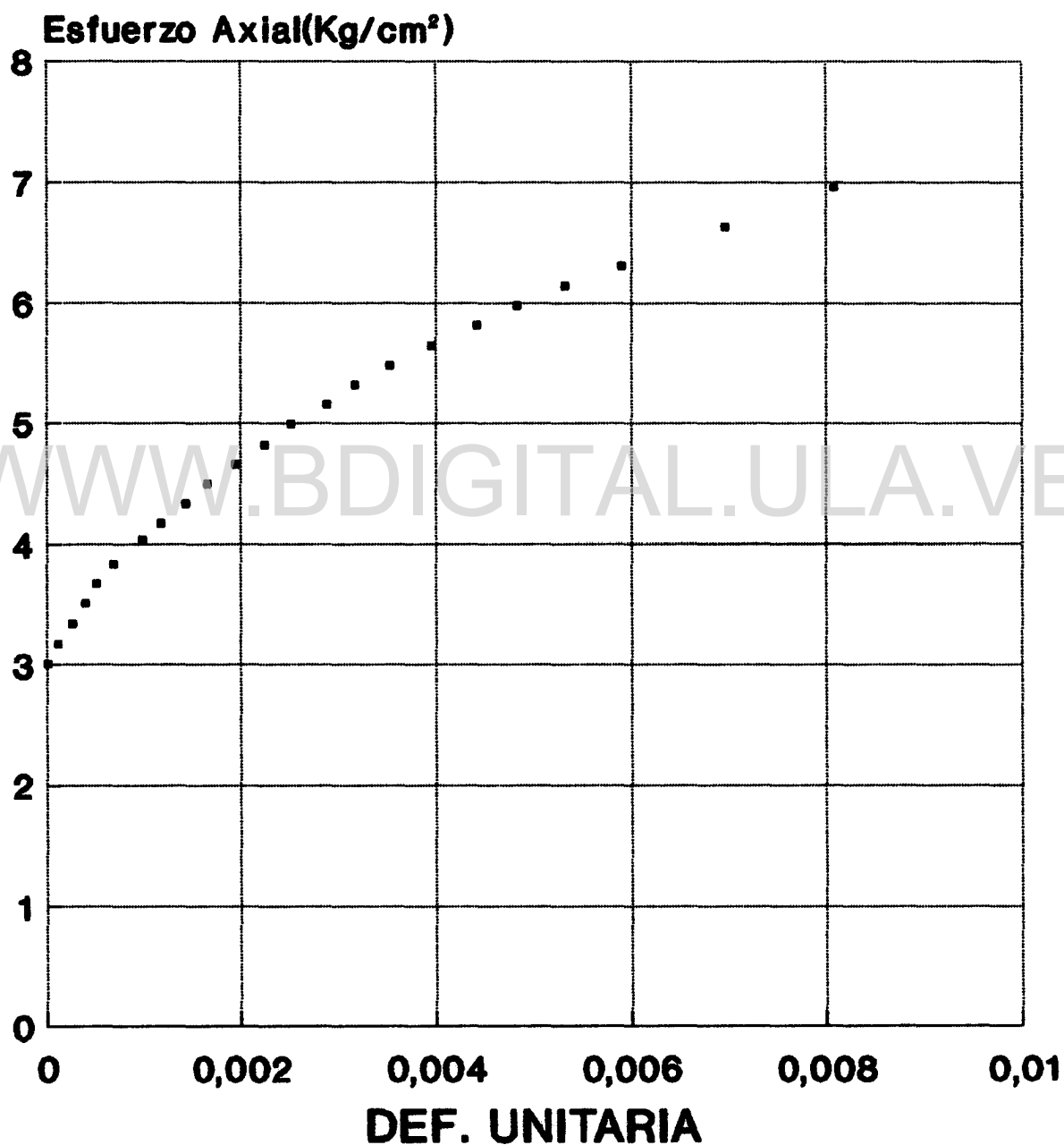
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 2
ENSAYO No. 23
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 3 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,104 \text{ mm}$ $A_o = 19,731 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,0	15,982	0	0	3
5,0	15,993	0,011	$1,088 \times 10^{-4}$	3,166
10,0	16,008	0,026	$2,572 \times 10^{-4}$	3,332
15,0	16,021	0,039	$3,857 \times 10^{-4}$	3,498
20,0	16,033	0,051	$5,044 \times 10^{-4}$	3,664
25,0	16,051	0,069	$6,825 \times 10^{-4}$	3,829
30 + 1	16,081	0,099	$9,792 \times 10^{-4}$	4,028
35,0	16,100	0,118	$1,167 \times 10^{-3}$	4,161
40,0	16,126	0,144	$1,424 \times 10^{-3}$	4,326
45,0	16,148	0,166	$1,642 \times 10^{-3}$	4,491
50,0	16,178	0,196	$1,939 \times 10^{-3}$	4,657
55,0	16,208	0,226	$2,235 \times 10^{-3}$	4,822
60,0	16,236	0,254	$2,512 \times 10^{-3}$	4,987
65,0	16,272	0,290	$2,868 \times 10^{-3}$	5,152
70,0	16,302	0,320	$3,165 \times 10^{-3}$	5,316
75,0	16,338	0,356	$3,520 \times 10^{-3}$	5,481
80,0	16,381	0,399	$3,946 \times 10^{-3}$	5,645
85,0	16,428	0,446	$4,411 \times 10^{-3}$	5,809
90,0	16,470	0,488	$4,827 \times 10^{-3}$	5,973
95,0	16,520	0,538	$5,321 \times 10^{-3}$	6,137
100,0	16,578	0,596	$5,895 \times 10^{-3}$	6,300
110,0	16,685	0,703	$6,953 \times 10^{-3}$	6,626
120,0	16,798	0,816	$8,071 \times 10^{-3}$	6,951

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=3Kg/cm²
ENSAYO N° 23



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

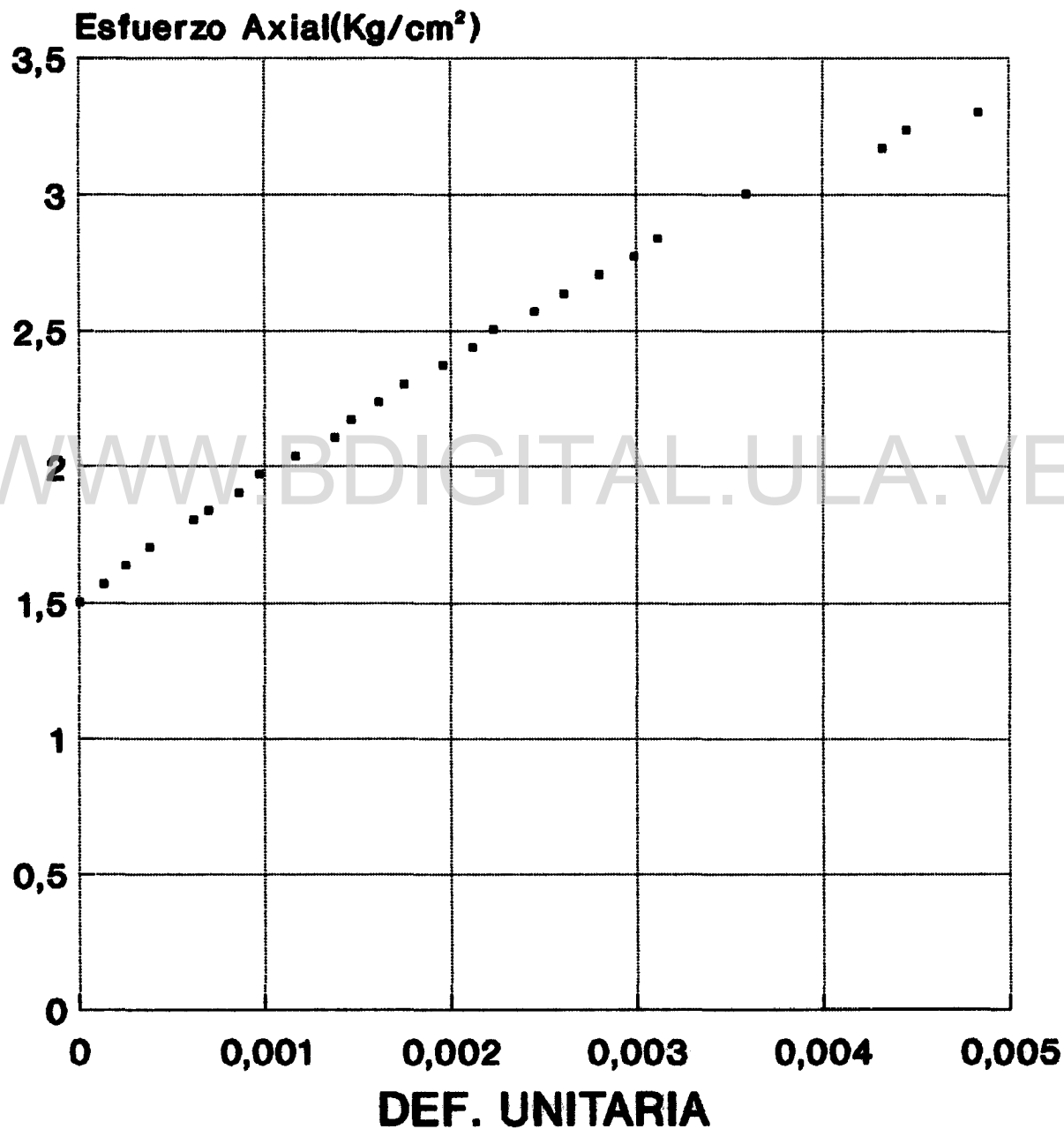
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 2
ENSAYO No. 24
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 101,35 \text{ mm}$ $A_o = 19,6350 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0,0	16,393	0	0	1,500
2,0	16,406	0,013	$1,285 \times 10^{-4}$	1,567
4,0	16,418	0,025	$2,471 \times 10^{-4}$	1,634
6,0	16,431	0,038	$3,756 \times 10^{-4}$	1,701
8,0 +1	16,455	0,062	$6,128 \times 10^{-4}$	1,801
10,0	16,463	0,070	$6,919 \times 10^{-4}$	1,835
12,0	16,480	0,087	$8,599 \times 10^{-4}$	1,901
14,0	16,491	0,098	$9,688 \times 10^{-4}$	1,968
16,0	16,511	0,118	$1,164 \times 10^{-3}$	2,035
18,0	16,532	0,139	$1,374 \times 10^{-3}$	2,102
20,0	16,541	0,148	$1,463 \times 10^{-3}$	2,169
22,0	16,556	0,163	$1,611 \times 10^{-3}$	2,235
24,0	16,570	0,177	$1,749 \times 10^{-3}$	2,302
26,0	16,591	0,198	$1,957 \times 10^{-3}$	2,369
28,0	16,607	0,214	$2,115 \times 10^{-3}$	2,435
30,0	16,618	0,225	$2,224 \times 10^{-3}$	2,502
32,0	16,641	0,248	$2,451 \times 10^{-3}$	2,569
34,0	16,657	0,260	$2,609 \times 10^{-3}$	2,635
36,0	16,576	0,283	$2,797 \times 10^{-3}$	2,702
38,0	16,695	0,302	$2,985 \times 10^{-3}$	2,768
40,0	16,708	0,315	$3,113 \times 10^{-3}$	2,835
45,0	16,756	0,363	$3,588 \times 10^{-3}$	3,001
50,0	16,810	0,437	$4,319 \times 10^{-3}$	3,167
52,0	16,843	0,450	$4,448 \times 10^{-3}$	3,233
54,0	16,872	0,489	$4,833 \times 10^{-3}$	3,299

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1,5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 24



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

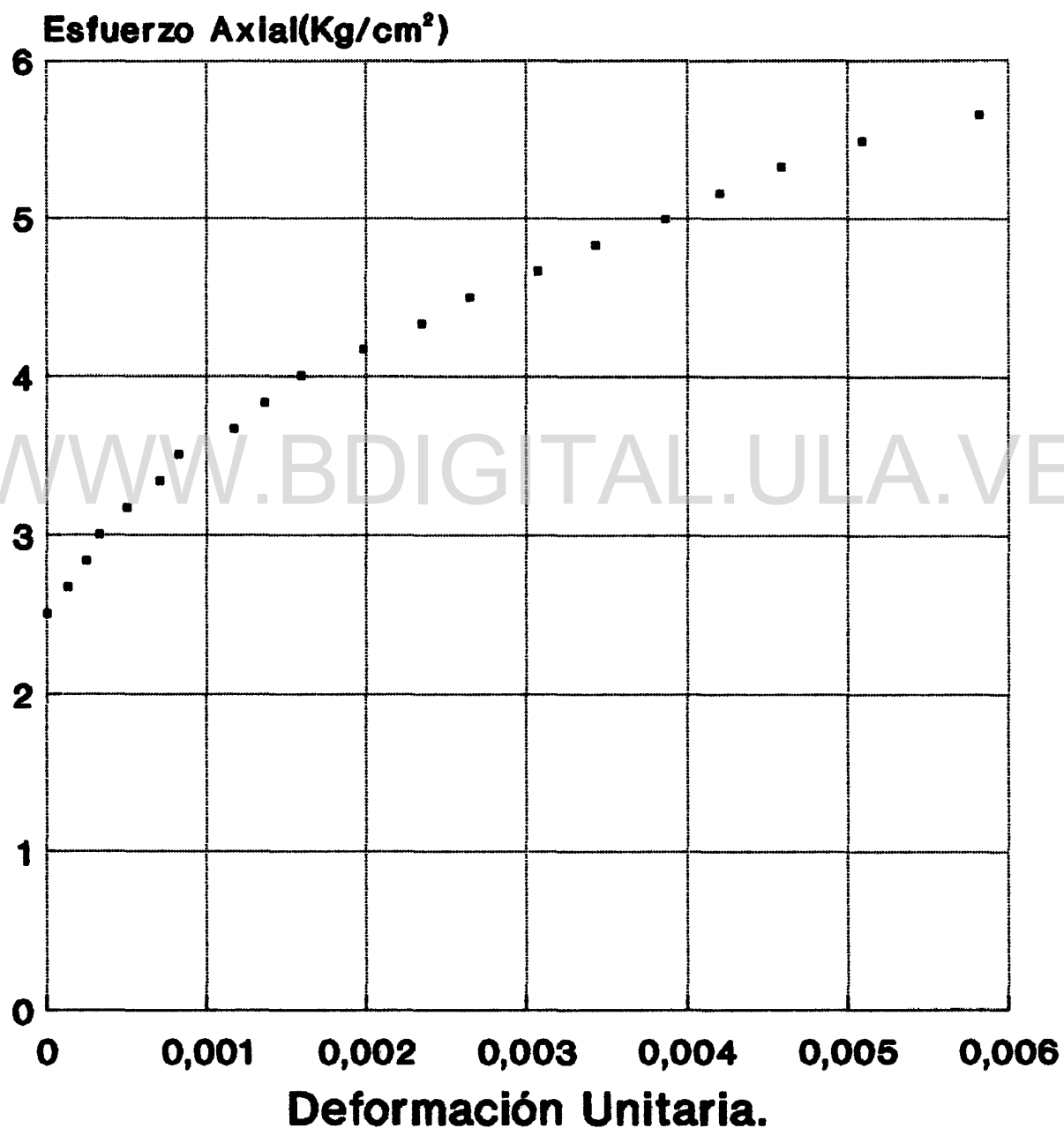
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 2
ENSAYO No. 25
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 2,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 100,757 \text{ mm}$ $A_o = 19,6408 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0	16,810	0	0	2,500
5,0	16,823	0,013	$1,290 \times 10^{-4}$	2,667
10,0	16,835	0,025	$2,481 \times 10^{-4}$	2,833
15,0	16,843	0,033	$3,275 \times 10^{-4}$	3,000
20,0	16,860	0,050	$4,962 \times 10^{-4}$	3,167
25,0	16,881	0,071	$7,047 \times 10^{-4}$	3,333
30,0	16,893	0,083	$8,238 \times 10^{-4}$	3,500
35,0	16,928	0,118	$1,171 \times 10^{-3}$	3,666
40,0	16,941	0,131	$1,300 \times 10^{-3}$	3,832
45,0	16,970	0,160	$1,588 \times 10^{-3}$	3,998
50,0	17,009	0,199	$1,975 \times 10^{-3}$	4,165
55,0	17,046	0,236	$2,342 \times 10^{-3}$	4,330
60,0	17,076	0,266	$2,640 \times 10^{-3}$	4,496
65,0	17,119	0,309	$3,067 \times 10^{-3}$	4,661
70,0	17,155	0,345	$3,424 \times 10^{-3}$	4,826
75,0	17,199	0,389	$3,861 \times 10^{-3}$	4,992
80,0	17,233	0,423	$4,198 \times 10^{-3}$	5,157
85,0	17,272	0,462	$4,585 \times 10^{-3}$	5,322
90,0	17,223	0,513	$5,091 \times 10^{-3}$	5,486
95,0	17,396	0,586	$5,816 \times 10^{-3}$	5,650

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 2
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=2,5Kg/cm²
ENSAYO Nº 25



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

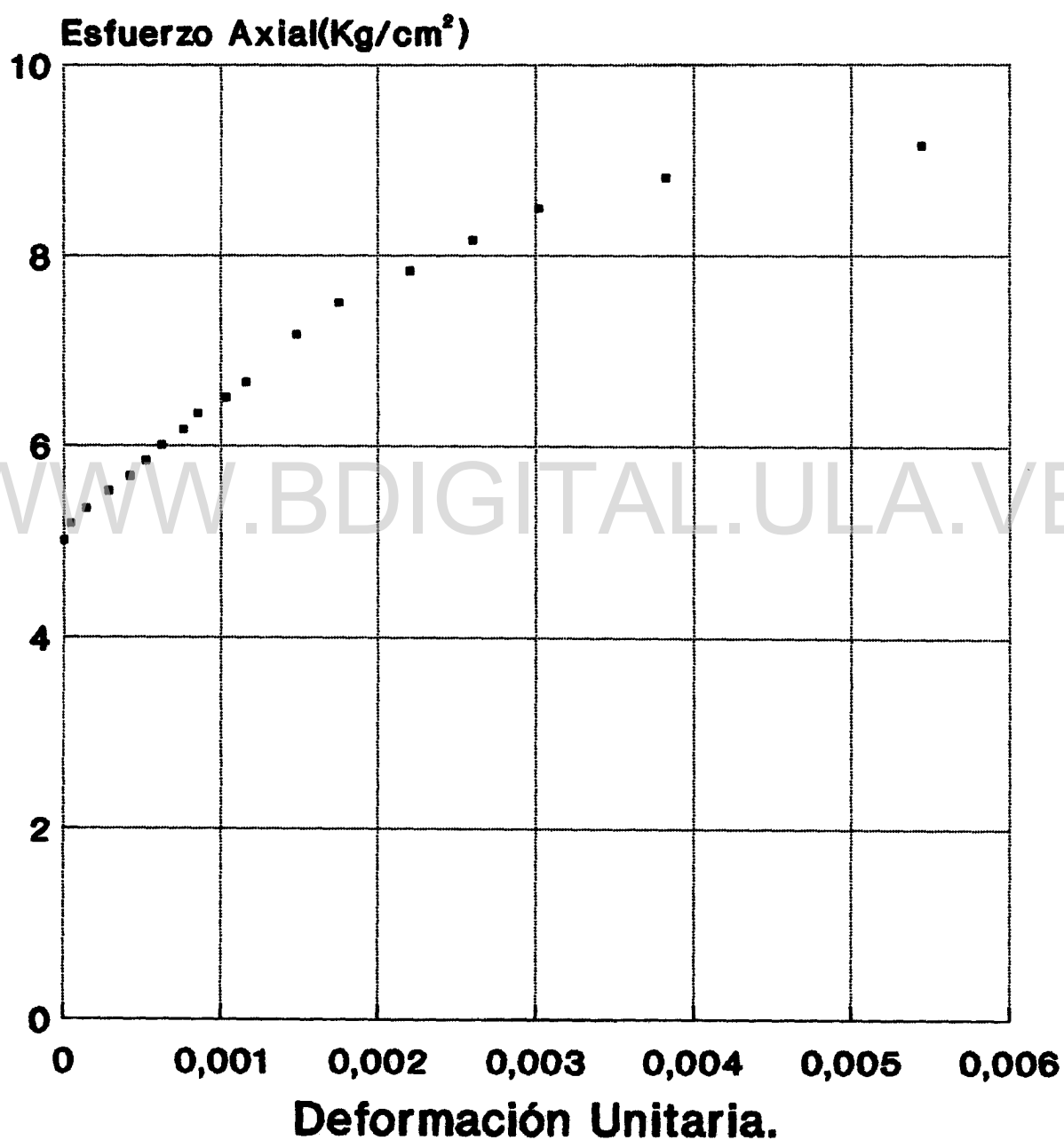
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 2
ENSAYO No. 26
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 100,230 \text{ mm}$ $A_o = 19,6343 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0	17,337	0	0	5,000
5,0	17,341	0,004	$3,990 \times 10^{-5}$	5,168
10,0	17,351	0,014	$1,397 \times 10^{-4}$	5,334
15,5	17,365	0,028	$2,794 \times 10^{-4}$	5,517
20,0	17,379	0,042	$4,190 \times 10^{-4}$	5,670
25,0	17,389	0,052	$5,188 \times 10^{-4}$	5,834
30,0	17,399	0,062	$6,186 \times 10^{-4}$	6,000
35,0	17,413	0,076	$7,583 \times 10^{-4}$	6,167
40,0	17,422	0,085	$8,481 \times 10^{-4}$	6,333
45,0	17,440	0,103	$1,028 \times 10^{-3}$	6,500
50,0	17,453	0,116	$1,157 \times 10^{-3}$	6,666
60,0 + 5	17,485	0,148	$1,477 \times 10^{-3}$	7,165
75,0	17,512	0,175	$1,746 \times 10^{-3}$	7,498
85,0	17,557	0,220	$2,195 \times 10^{-3}$	7,829
95,0	17,597	0,260	$2,594 \times 10^{-3}$	8,161
105,0	17,639	0,302	$3,013 \times 10^{-3}$	8,492
115,0	17,720	0,383	$3,821 \times 10^{-3}$	8,822
125,0	17,882	0,545	$5,437 \times 10^{-3}$	9,147

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 2
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=5Kg/cm²
ENSAYO N° 26



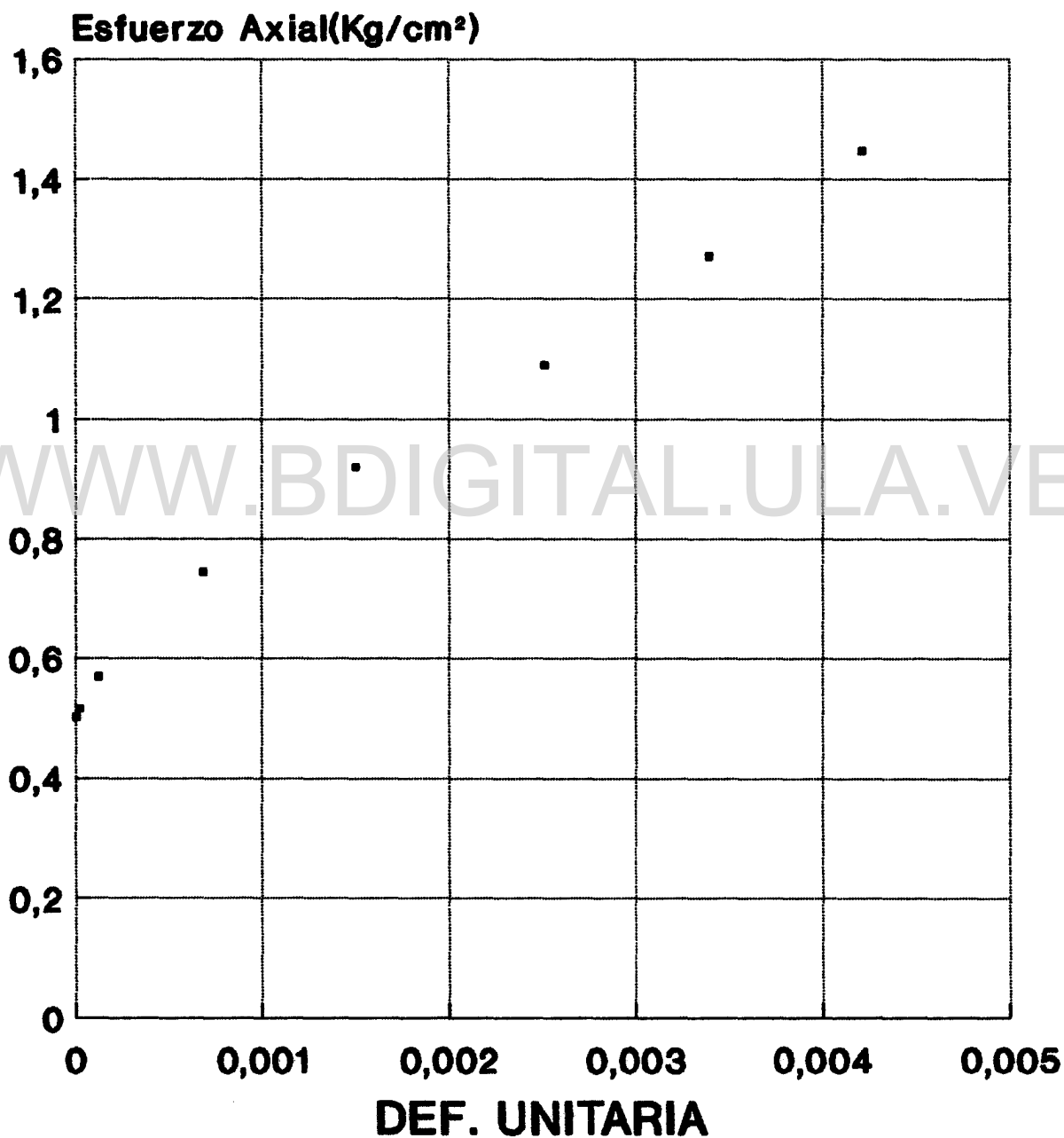
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

ENSAYO No. 27

$H_o = 102,00 \text{ mm}$ $A_o = 19,635 \text{ cm}^2$

[illegible]

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 3
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=0.5Kg/cm²
ENSAYO N° 27



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

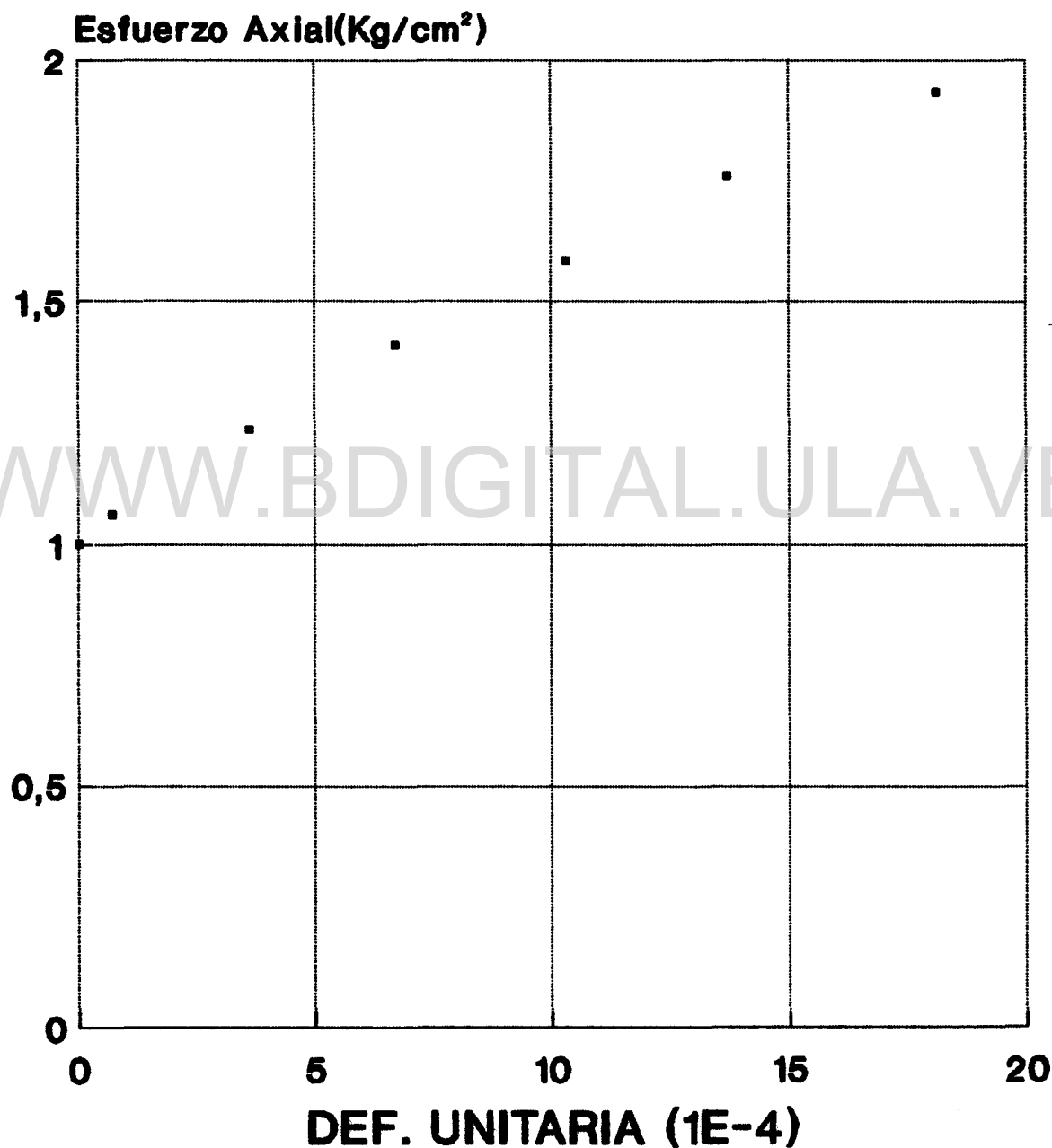
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$$H_o = 103,22 \text{ mm} \quad A_o = 19,721 \text{ cm}^2$$
[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 3
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1.0\text{kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 28



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

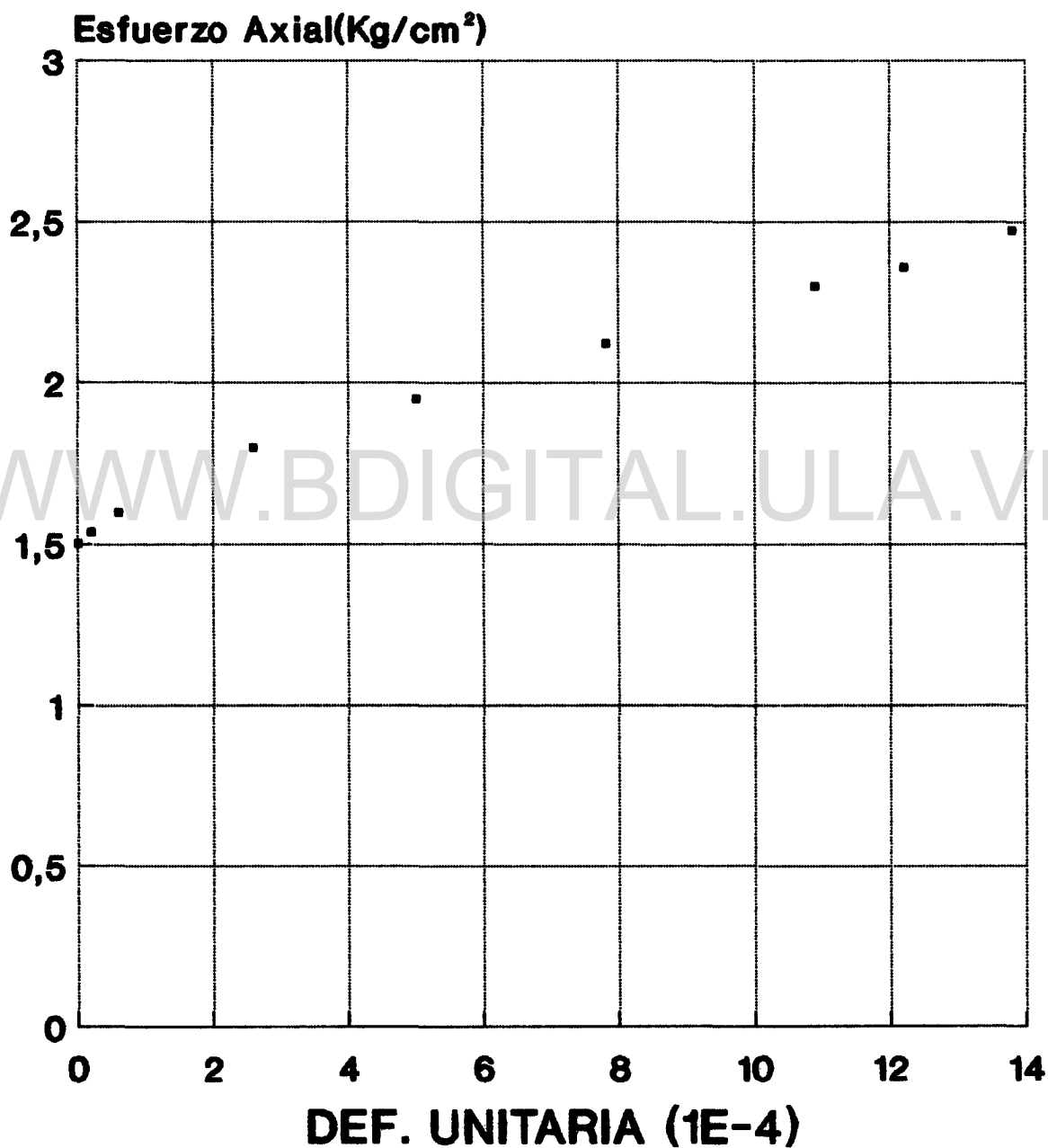
ENSAYO No. 29

$H_o = 104,33 \text{ mm}$ $A_o = 19,635 \text{ cm}^2$

[illegible]

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 3
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1.5\text{kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 29



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

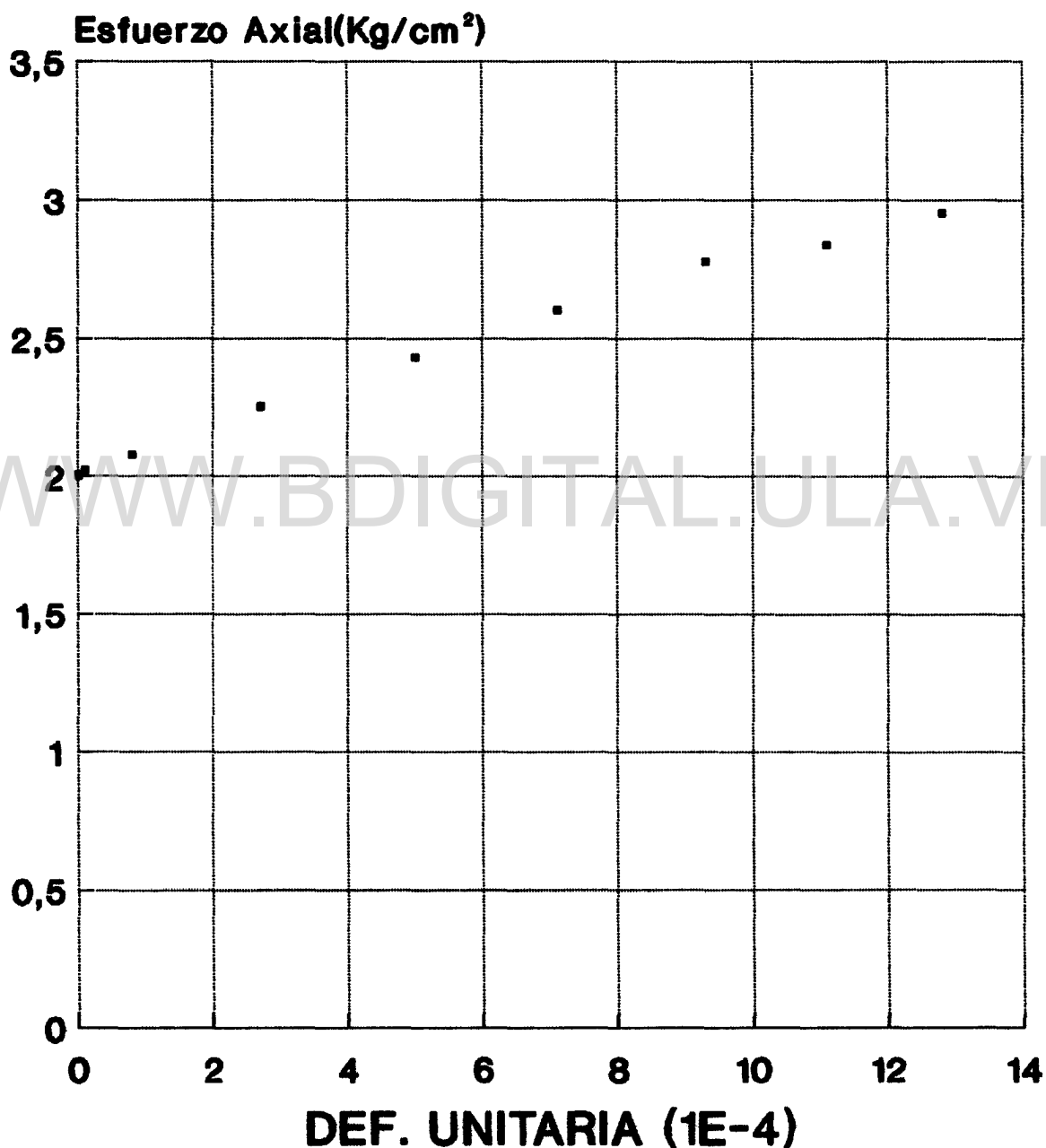
ENSAYO No. 30

$H_o = 104,29 \text{ mm}$ $A_o = 19,723 \text{ cm}^2$

[illegible]

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 3
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=2.0\text{kg/cm}^2$
ENSAYO N° 30



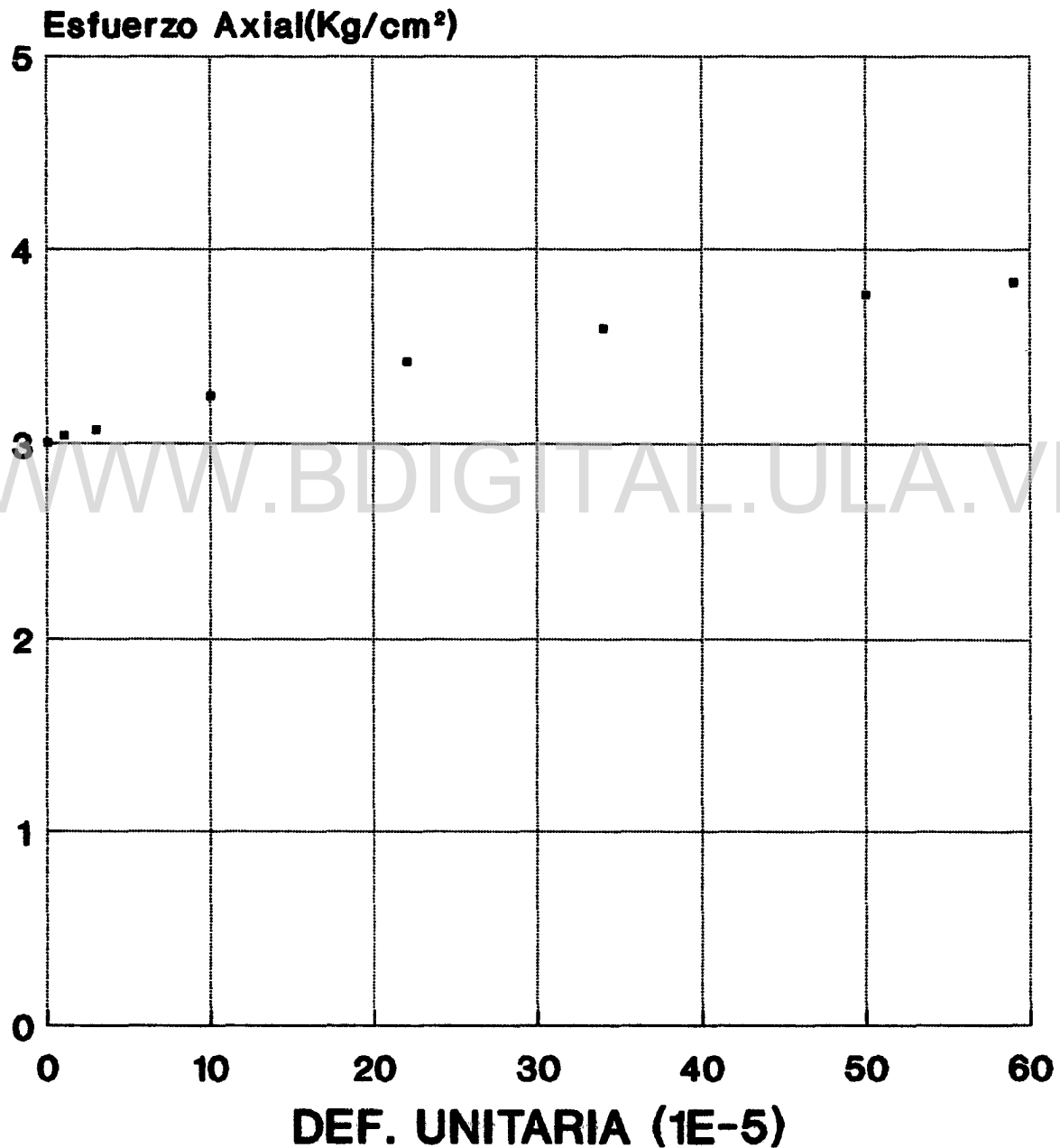
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$$H_o = 101,23 \text{ mm} \quad A_o = 19,635 \text{ cm}^2$$
[illegible]

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 3
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=3.0kg/cm²
ENSAYO N° 31



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

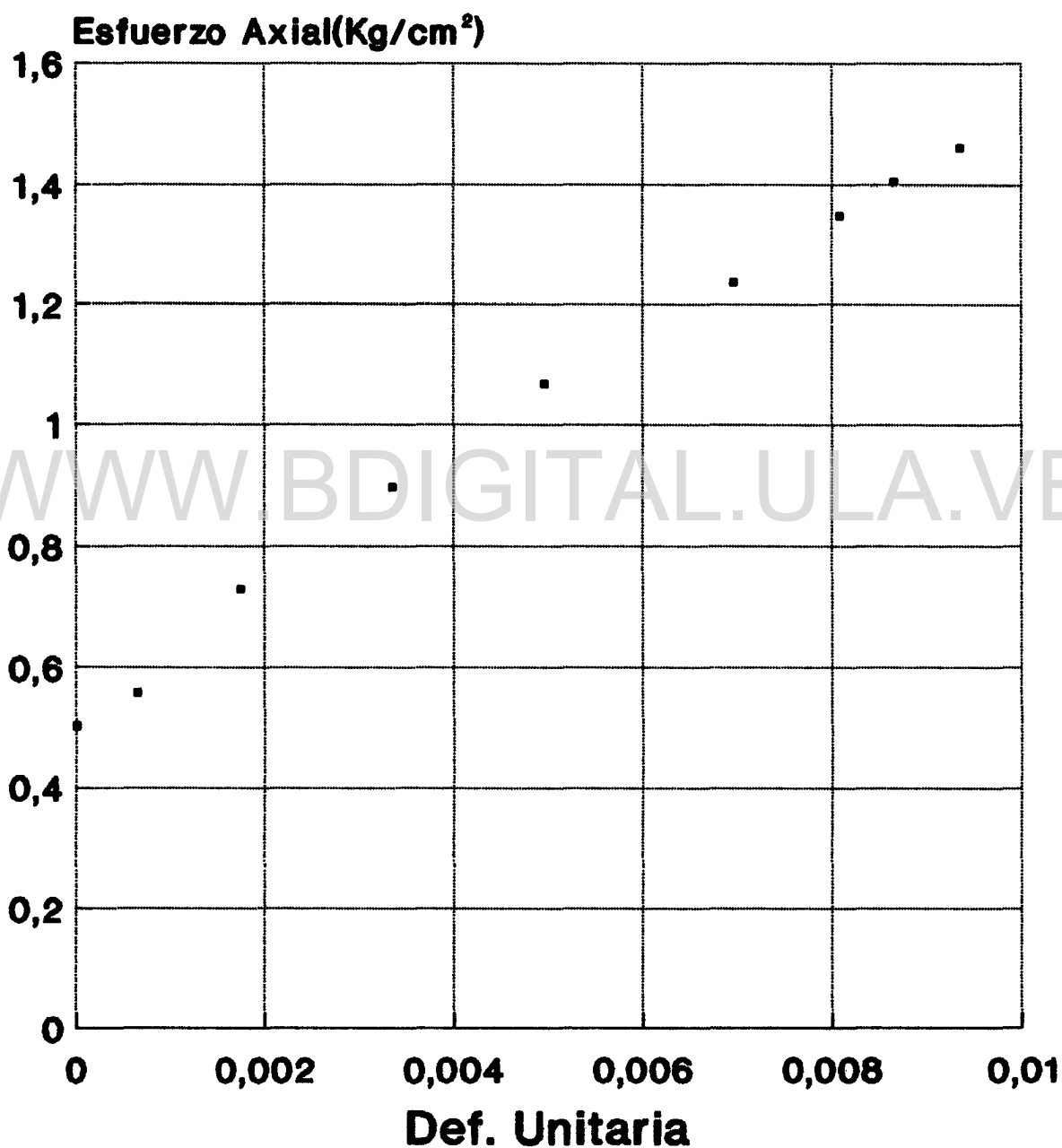
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$H_o = 106,25 \text{ mm}$ $A_o = 19,635 \text{ cm}^2$

[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 4
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=0.5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 32

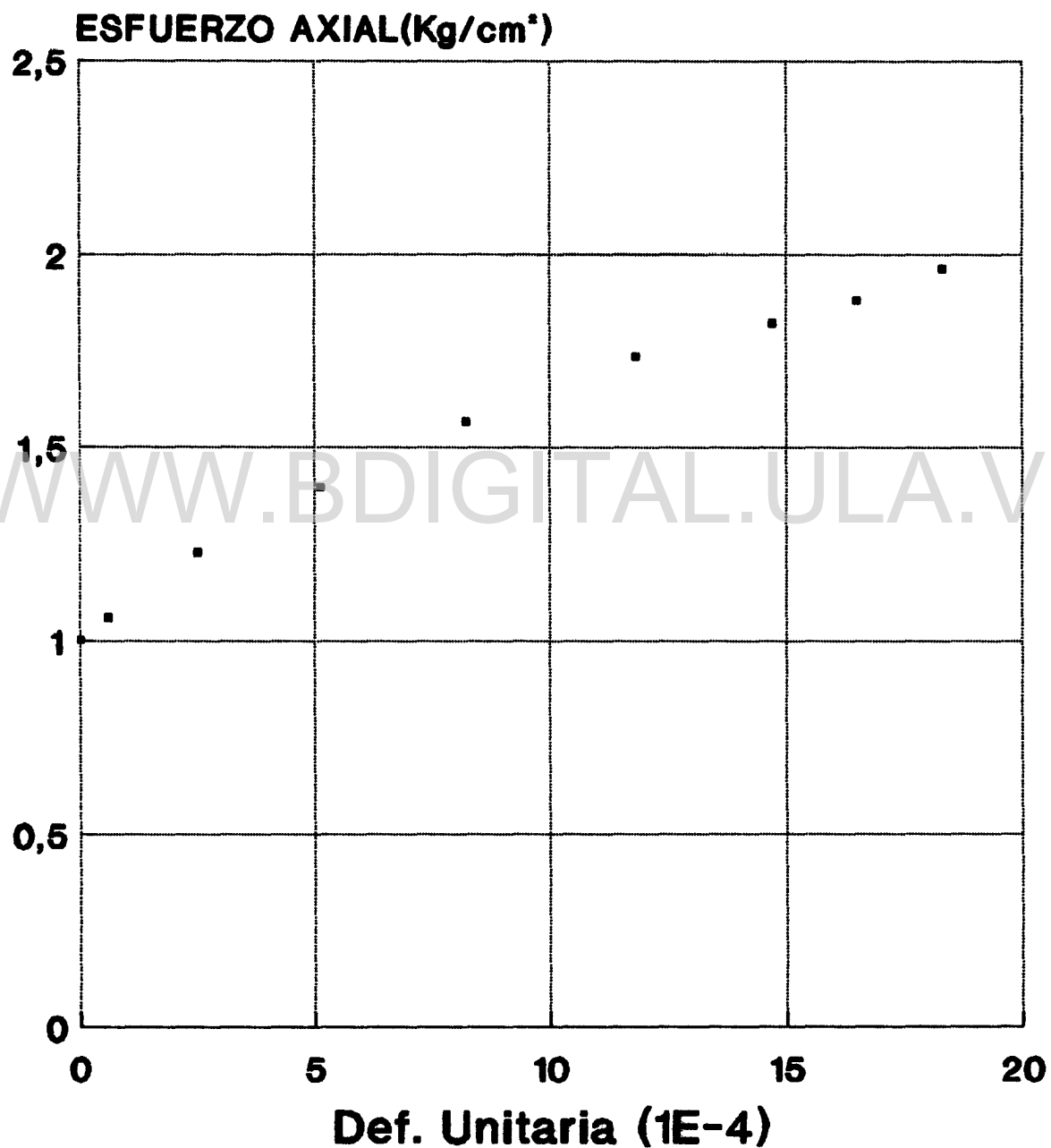


LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 4
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=1Kg/cm²)
ENSAYO N°33



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

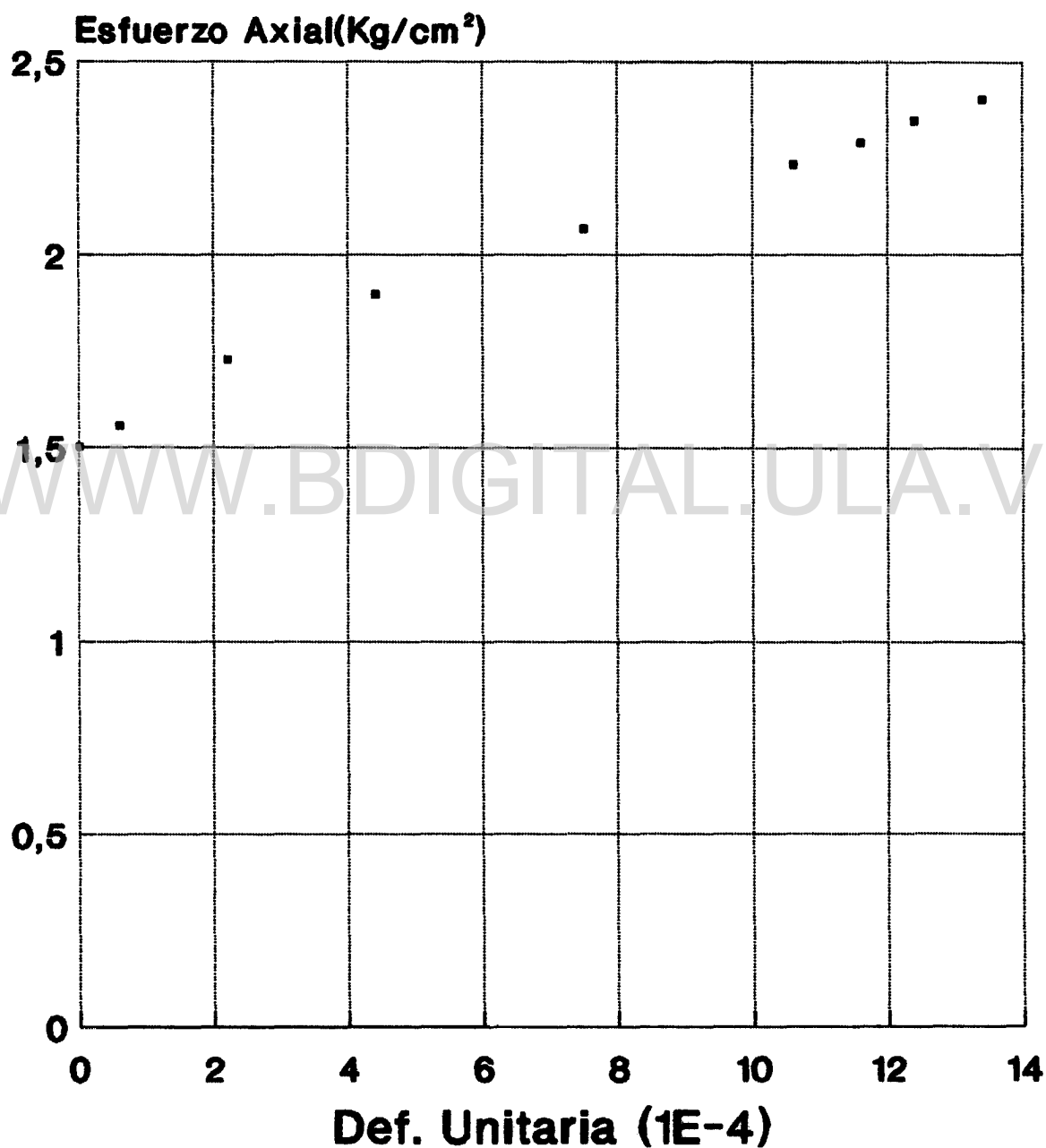
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO No. 34

ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 106,28 \text{ mm}$ $A_o = 19,640 \text{ cm}^2$

[illegible]

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 4
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=1.5Kg/cm²
ENSAYO N° 34



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

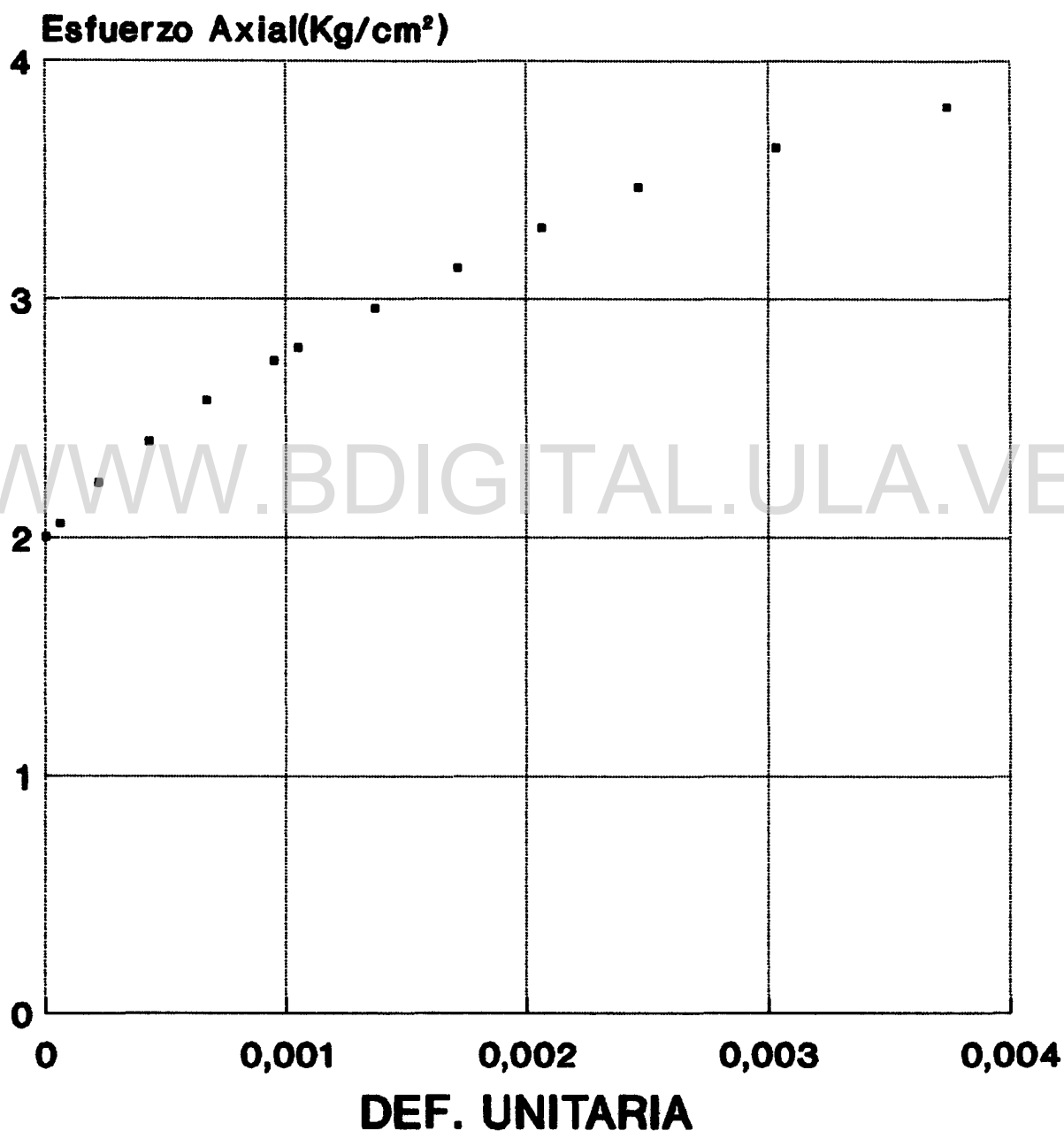
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

$H_o = 106,12 \text{ mm}$ $A_o = 25,838 \text{ cm}^2$

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 4
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=2.0\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO Nº 35



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

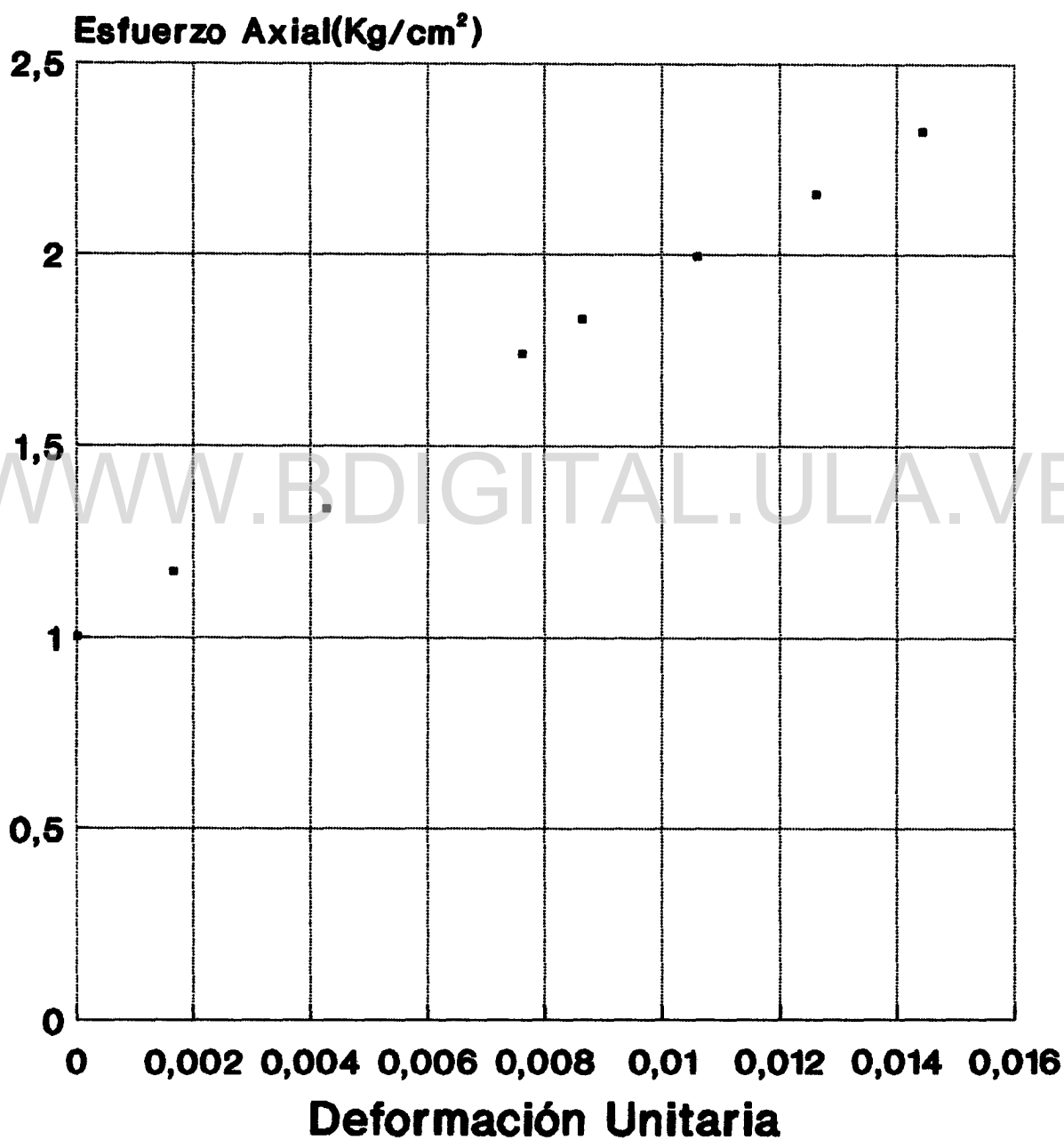
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Ho = 9,998 mm Ao = 19,588 cm²

[illegible]

(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 5
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=1Kg/cm²
ENSAYO N° 36



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

Licencia Creative Commons:

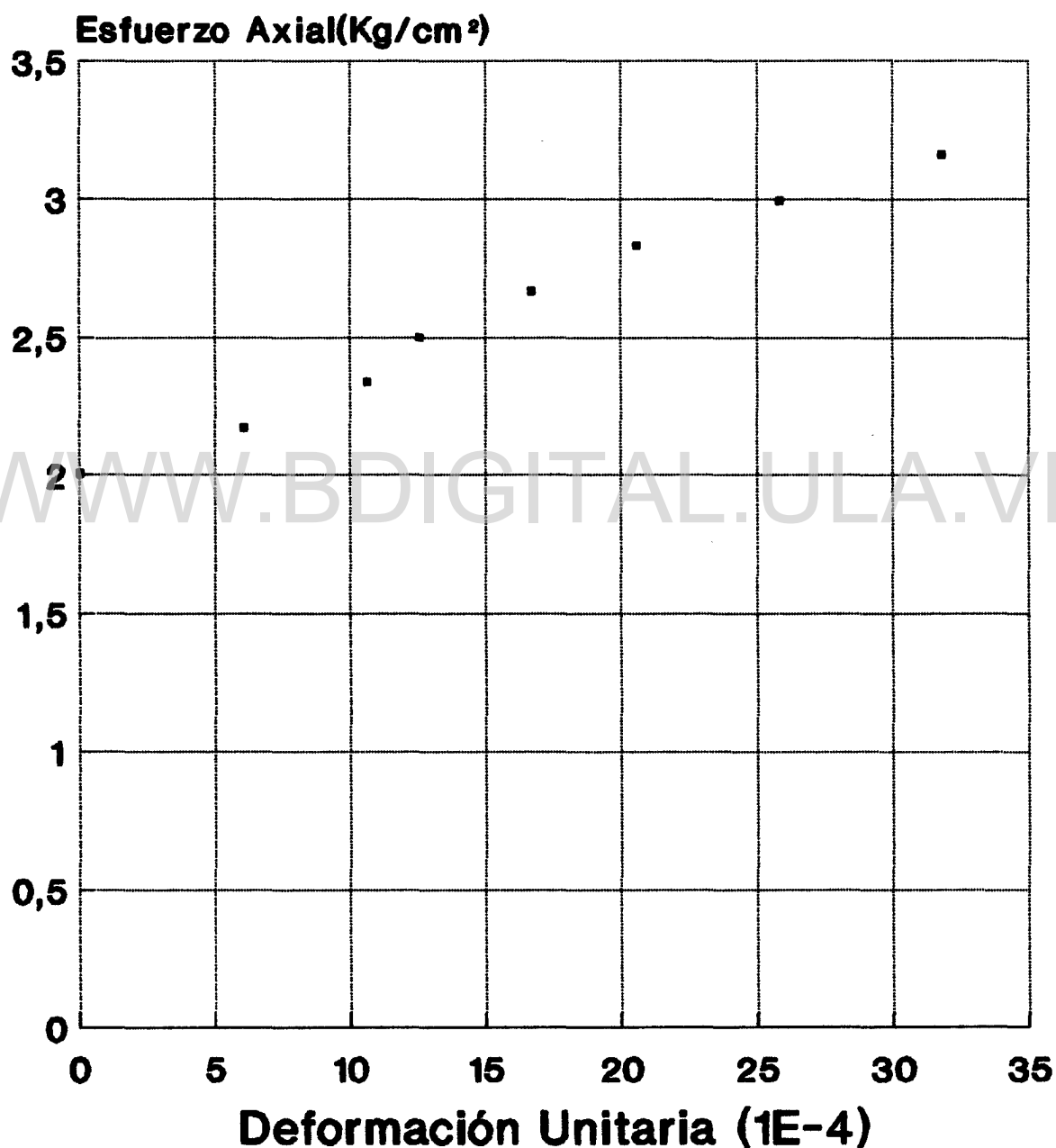
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Ho = 9,883 mm Ao = 19,769 cm²

[illegible]

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 5
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=2Kg/cm²
ENSAYO N° 37



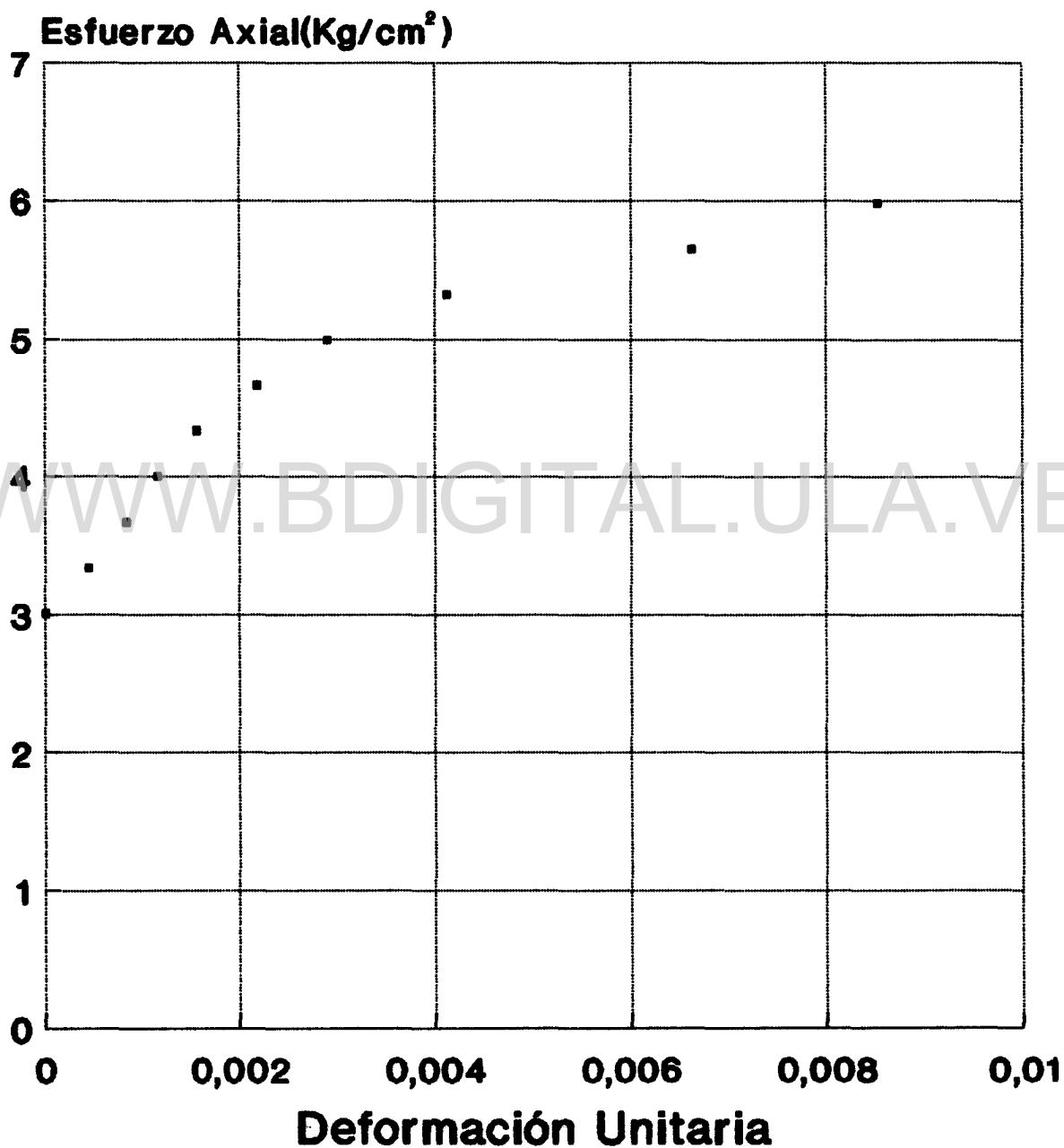
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA Nº 5
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO S3=3Kg/cm²
ENSAYO Nº 38



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

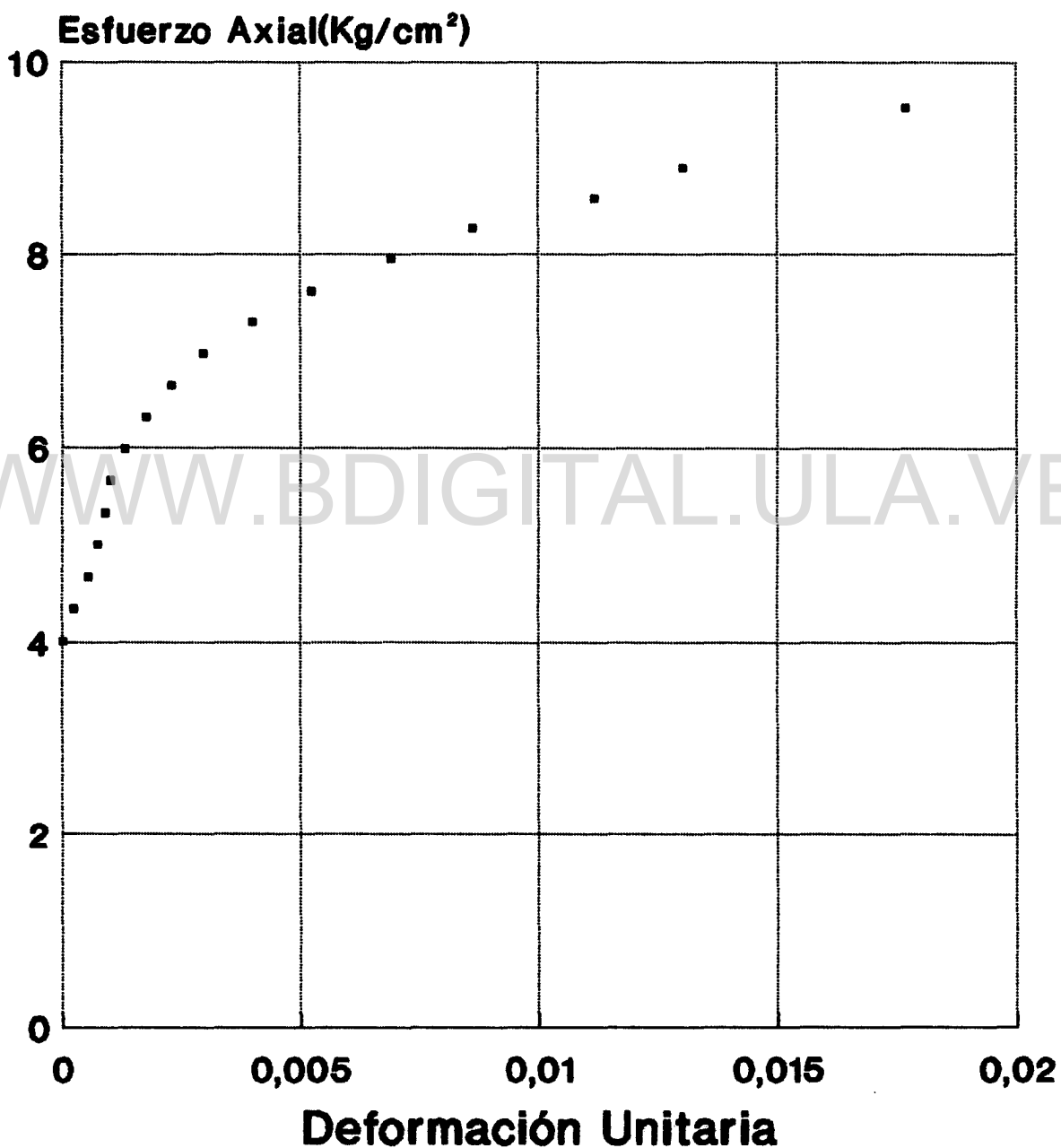
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
ARENA No. 5
ENSAYO No. 39
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 4 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 97,187 \text{ mm}$ $A_o = 19,803 \text{ cm}^2$

Lectura del Dinamómetro	Lectura del Extensómetro	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ	Esfuerzo Axial $\sigma_1(\text{kg/cm}^2)$
0	18,442	0,000	0	4,000
10,0	18,465	0,023	$2,367 \times 10^{-4}$	4,331
20,0	18,495	0,053	$5,453 \times 10^{-4}$	4,661
30,0	18,514	0,072	$7,408 \times 10^{-4}$	4,992
40,0	18,530	0,088	$9,055 \times 10^{-4}$	5,322
50,0	18,540	0,098	$1,008 \times 10^{-3}$	5,652
60,0	18,569	0,127	$1,307 \times 10^{-3}$	5,982
70,0	18,613	0,171	$1,759 \times 10^{-3}$	6,311
80,0	18,664	0,222	$2,284 \times 10^{-3}$	6,640
90,0	18,729	0,287	$2,953 \times 10^{-3}$	6,968
100,0	18,830	0,388	$3,992 \times 10^{-3}$	7,294
110,0	18,950	0,508	$5,227 \times 10^{-3}$	7,619
120,0	19,112	0,670	$6,894 \times 10^{-3}$	7,942
130,0	19,280	0,838	$8,623 \times 10^{-3}$	8,263
140,0	19,528	1,086	$1,117 \times 10^{-2}$	8,579
150,0	19,707	1,265	$1,302 \times 10^{-2}$	8,897
170,0	20,160	1,718	$1,768 \times 10^{-3}$	9,523

ENSAYO TRAXIAL TIPO 1
ARENA N° 5
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=4\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 39



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

LIMO ARENO ARCILLOSO

ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 0 \text{ Kg/cm}^2$

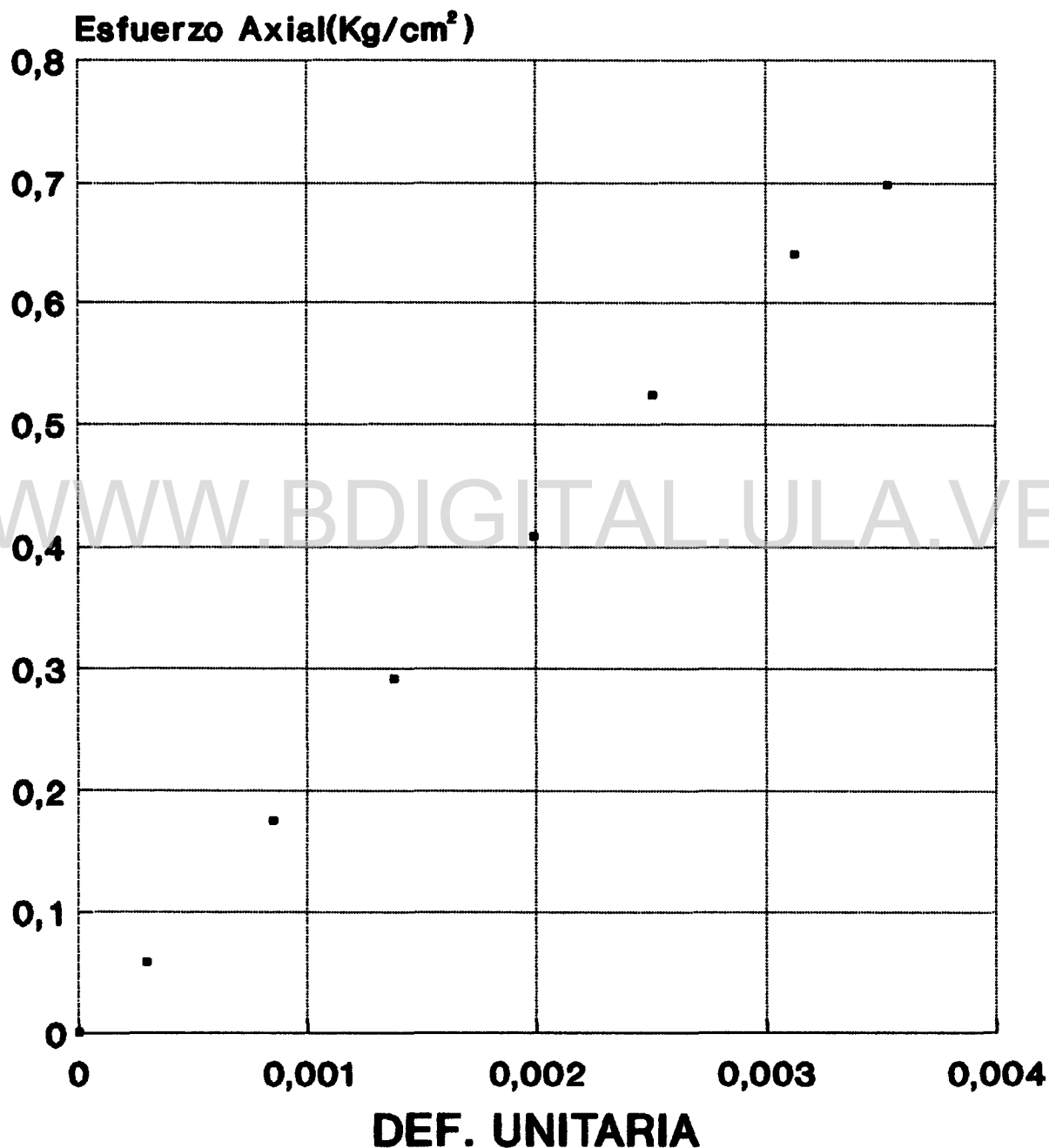
Ho = 175,00 mm Ao = 45,60 cm²

[illegible]

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE LIMO ARCILLO-ARENOSO

ENSAYO N° 40



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

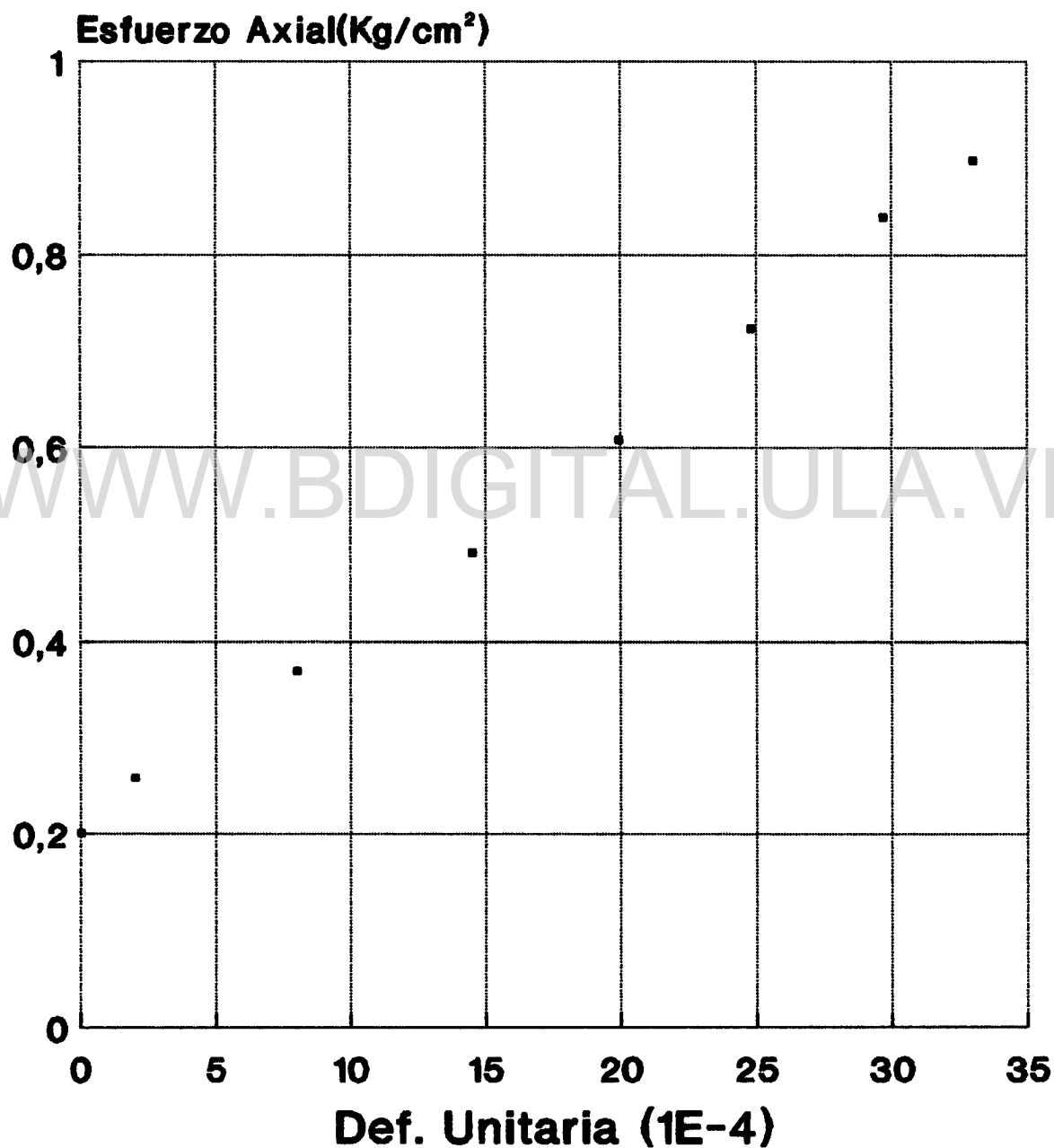
ENSAYO No. 41

ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 174,812 \text{ mm}$ $A_o = 45,65 \text{ cm}^2$

[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
LIMO ARCILLO-ARENOSO
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=0.1\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 41



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

Licencia Creative Commons:

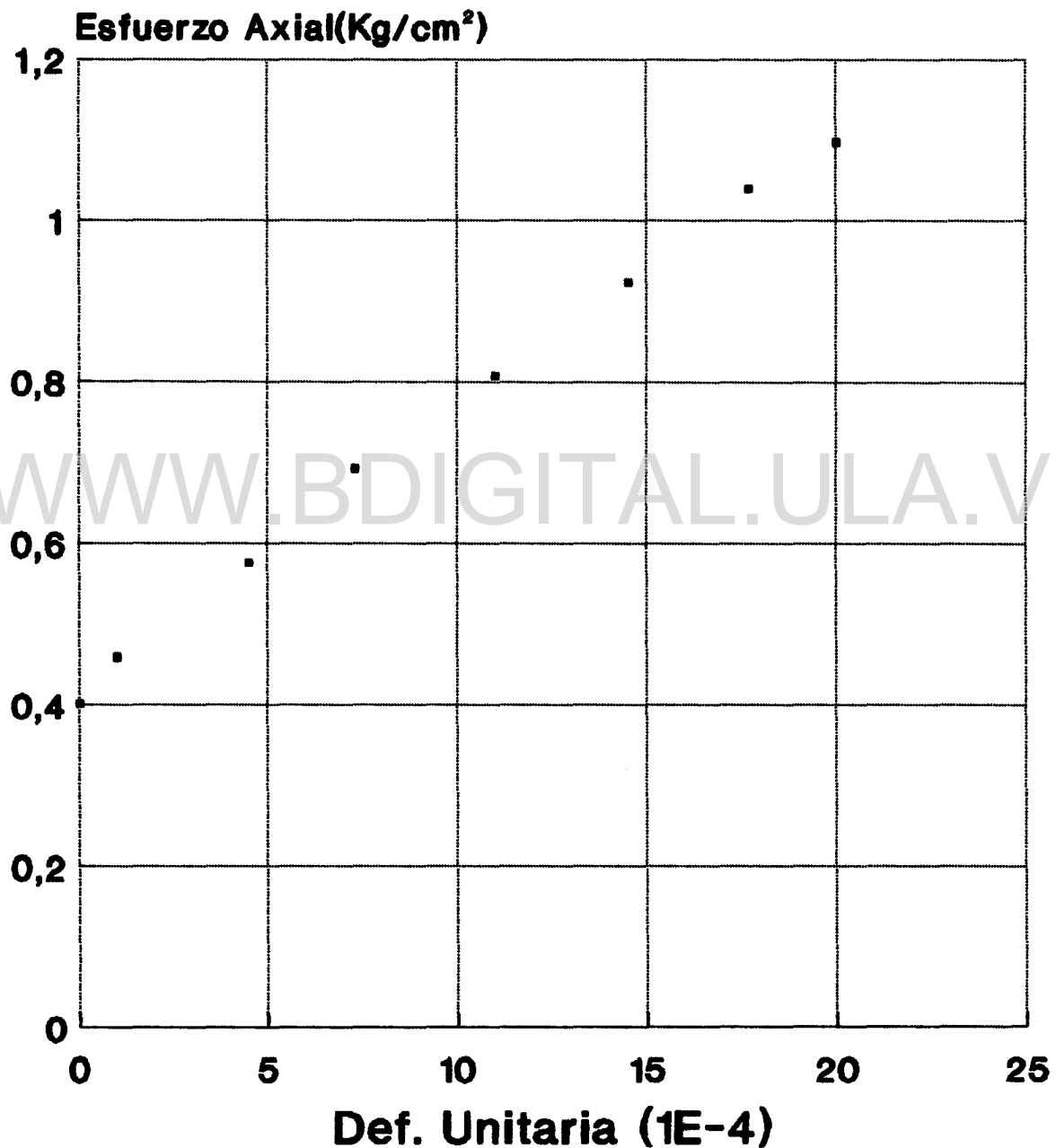
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO No. 42
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 0,4 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 174,422 \text{ mm}$ $A_o = 45,71 \text{ cm}^2$

[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
LIMO ARCILLO-ARENOSO
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=0.4\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 42



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

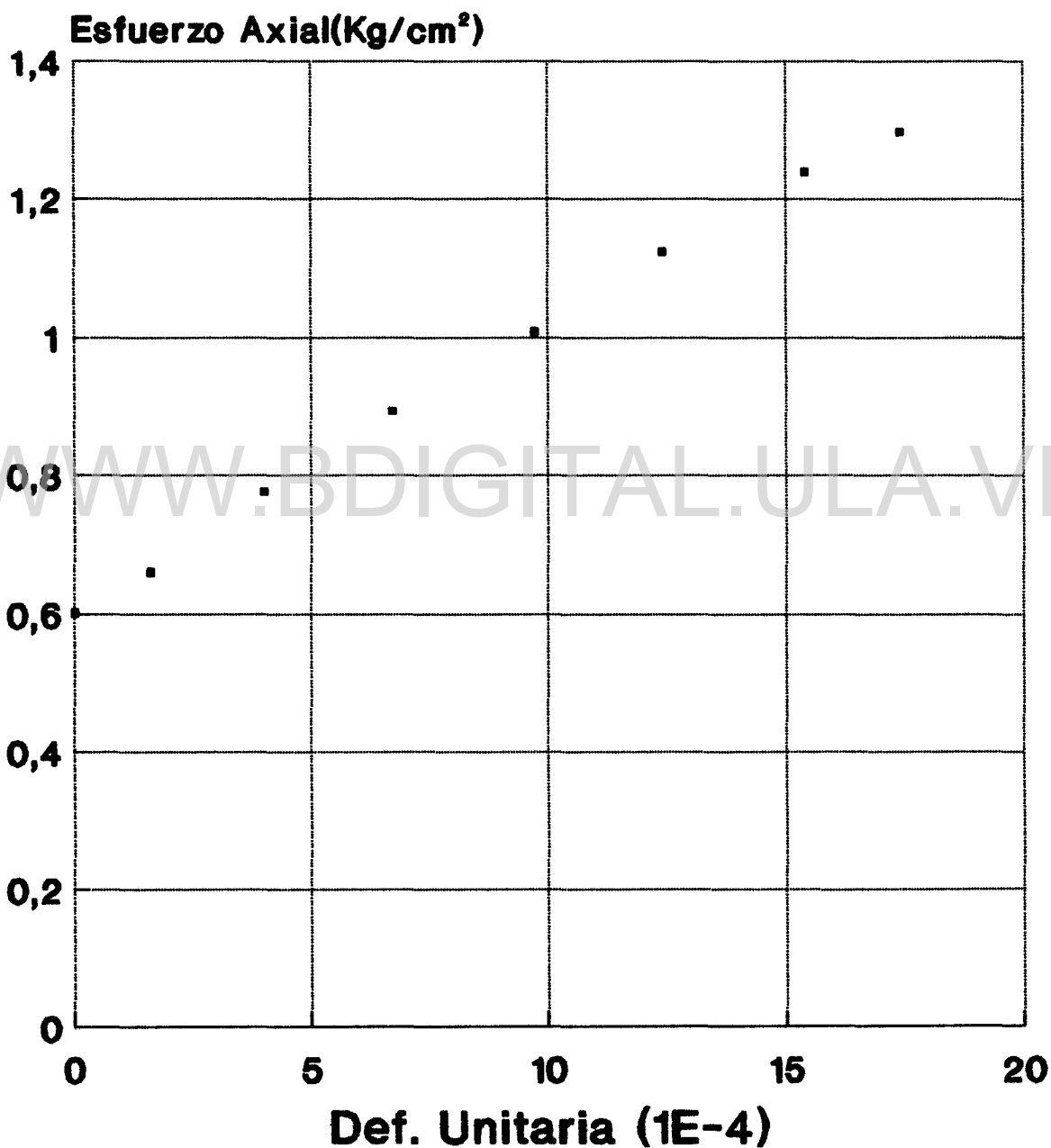
ENSAYO No. 43

$H_o = 174,280 \text{ mm}$ $A_o = 45,73 \text{ cm}^2$

[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
LIMO ARCILLO-ARENOSO
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=0.6\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 43



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

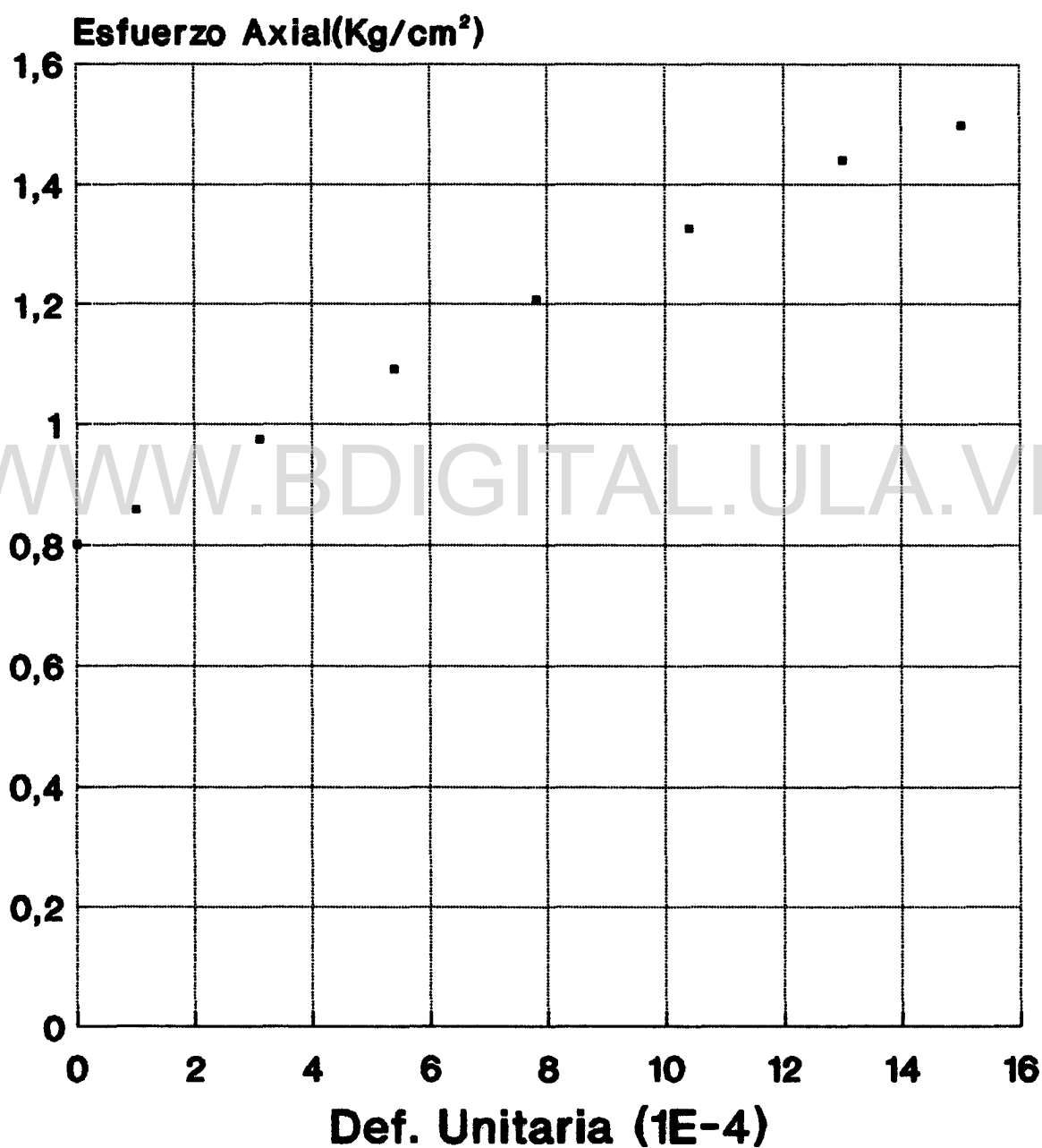
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO No. 44
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 174,192 \text{ mm}$ $A_o = 45,75 \text{ cm}^2$

[illegible]

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
LIMO ARCILLO-ARENOSO
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=0.8\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 44



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

Licencia Creative Commons:

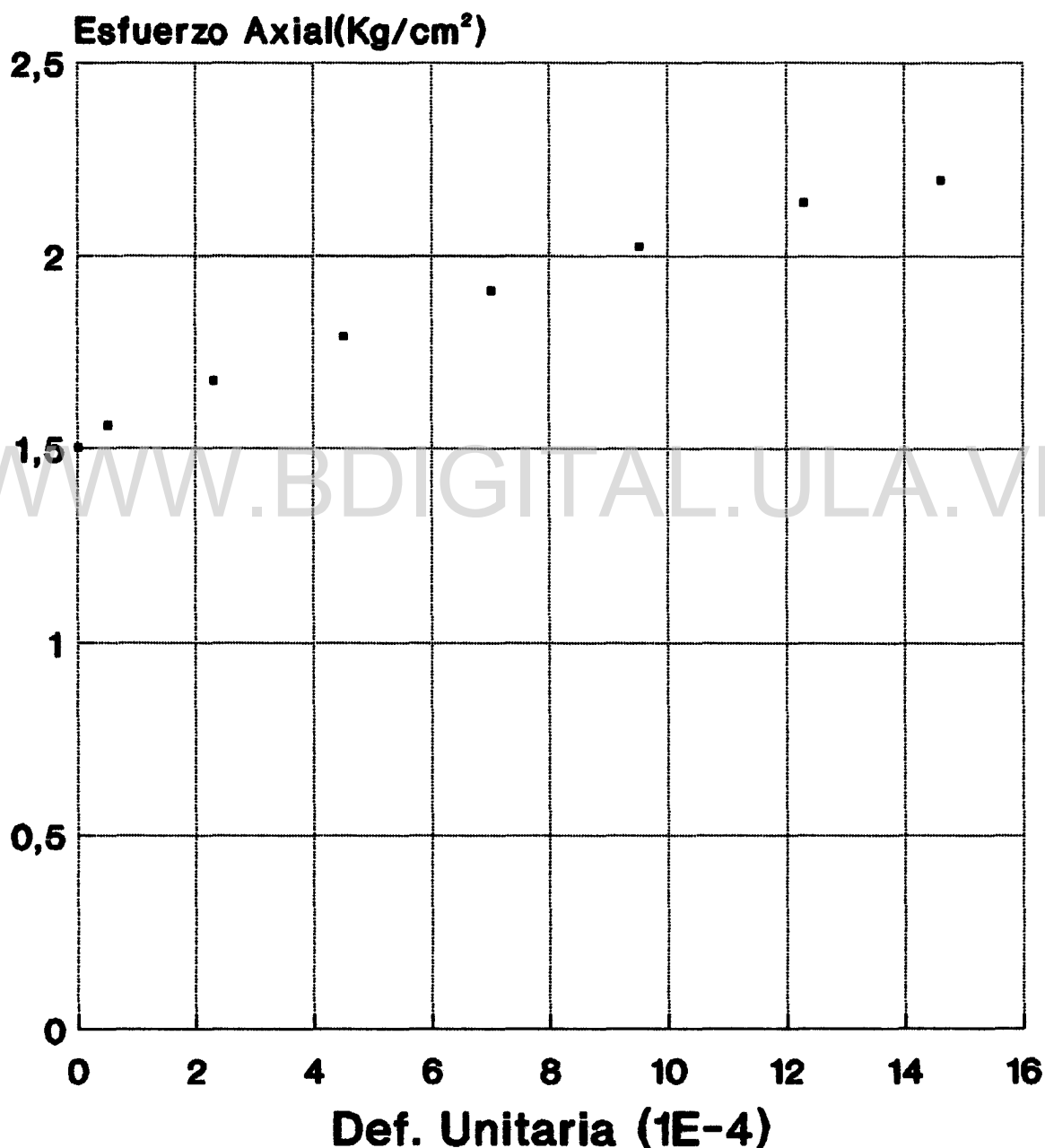
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO No. 45
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 174,087 \text{ mm}$ $A_o = 45,77 \text{ cm}^2$

[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
LIMO ARCILLO-ARENOSO
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=1.5\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 45



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

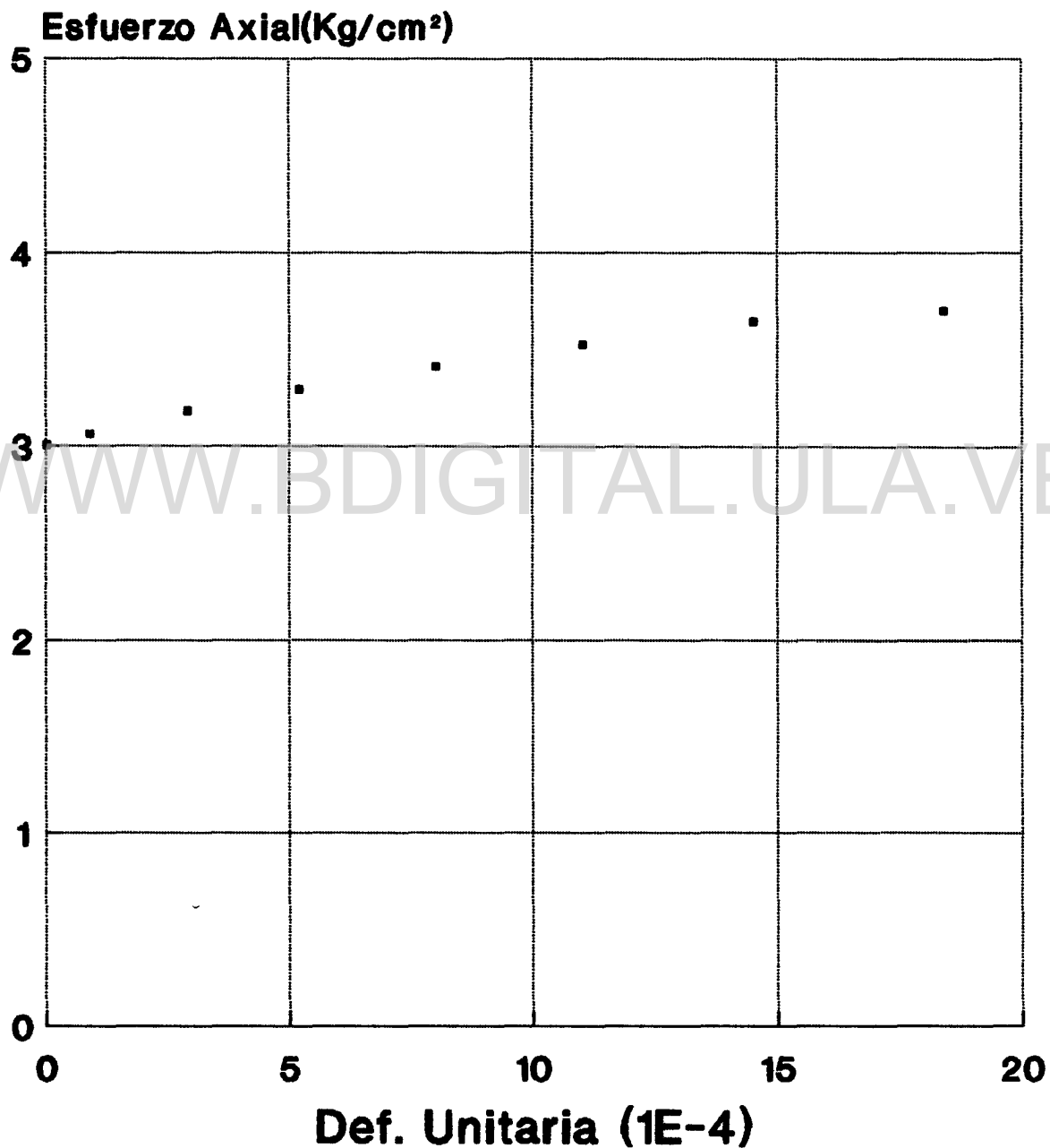
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO No. 46
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $\sigma_3 = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$
 $H_o = 173,793 \text{ mm}$ $A_o = 45,79 \text{ cm}^2$

[illegible]

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 1
LIMO ARCILLO-ARENOSO
ESFUERZO DE CONFINAMIENTO $S_3=3.0\text{Kg/cm}^2$
ENSAYO N° 46



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

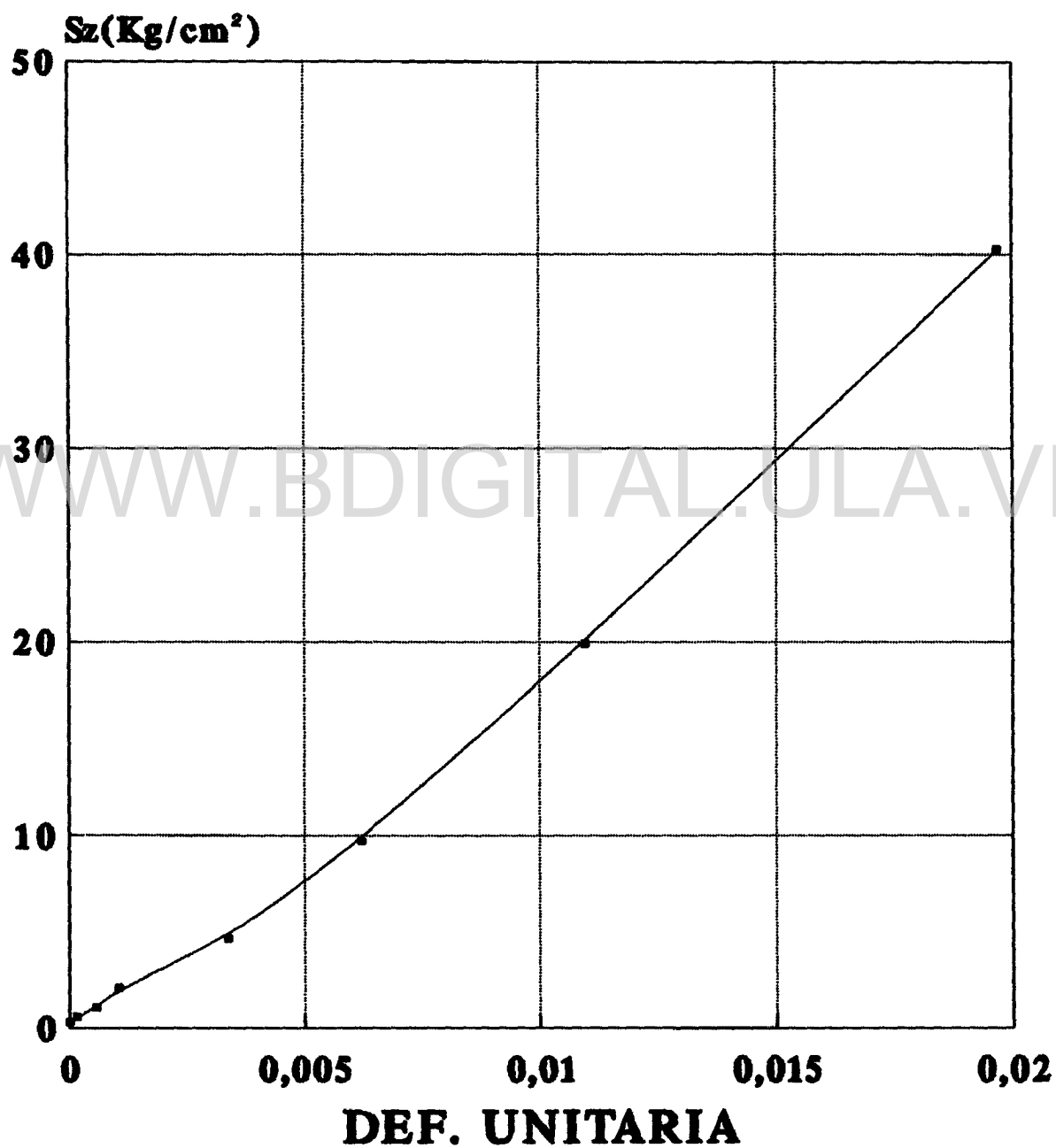
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

ENSAYO EDOMETRICO
ARENA N° 1
ENSAYO N° 47



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

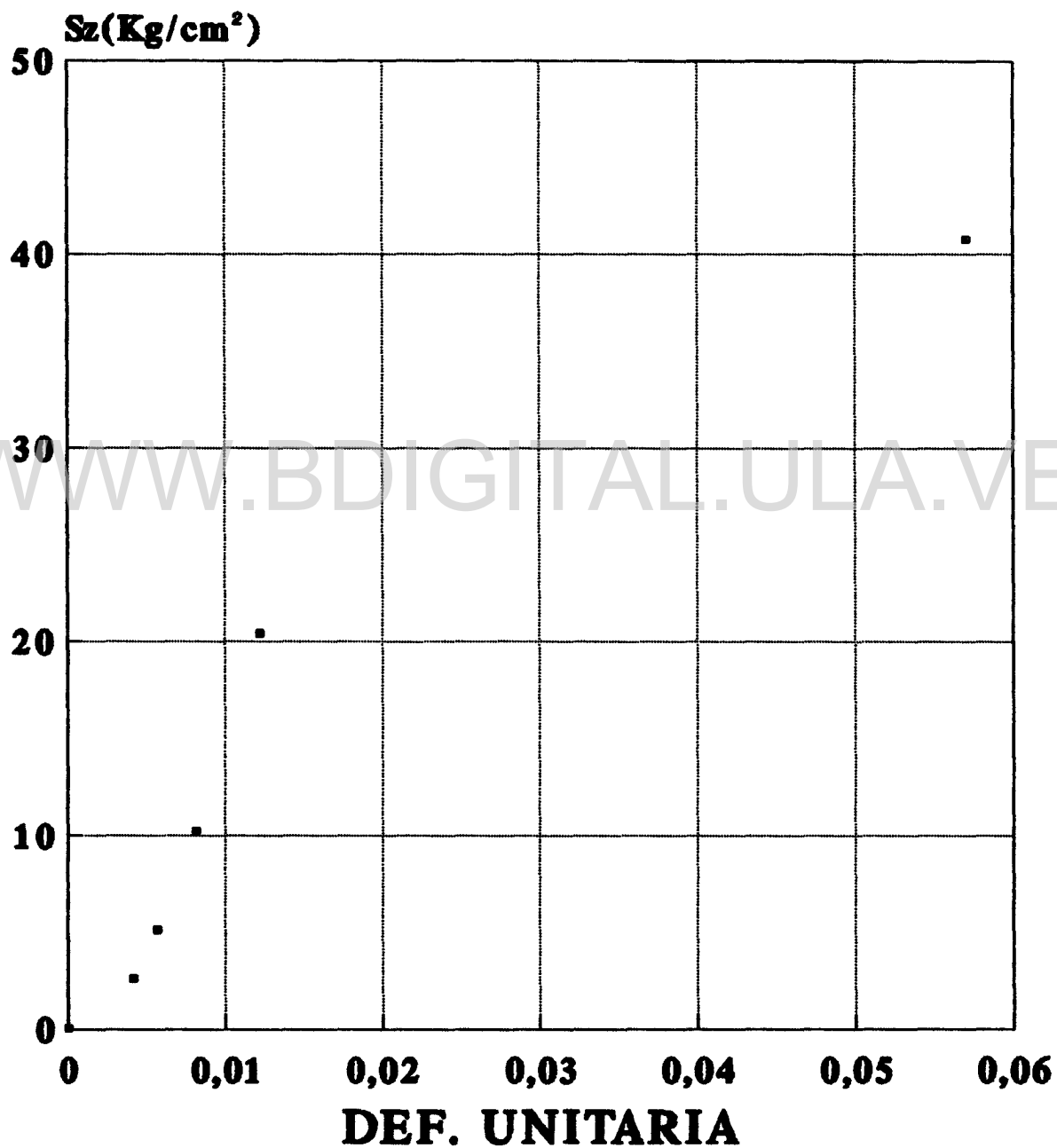
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

WWW.BDIGITAL.ULA.V/E

WWW.BDIGITAL.ULA.V/E

WWW.BDIGITAL.ULA.V/E

ENSAYO EDOMETRICO
ARENA N° 1
ENSAYO N° 48



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

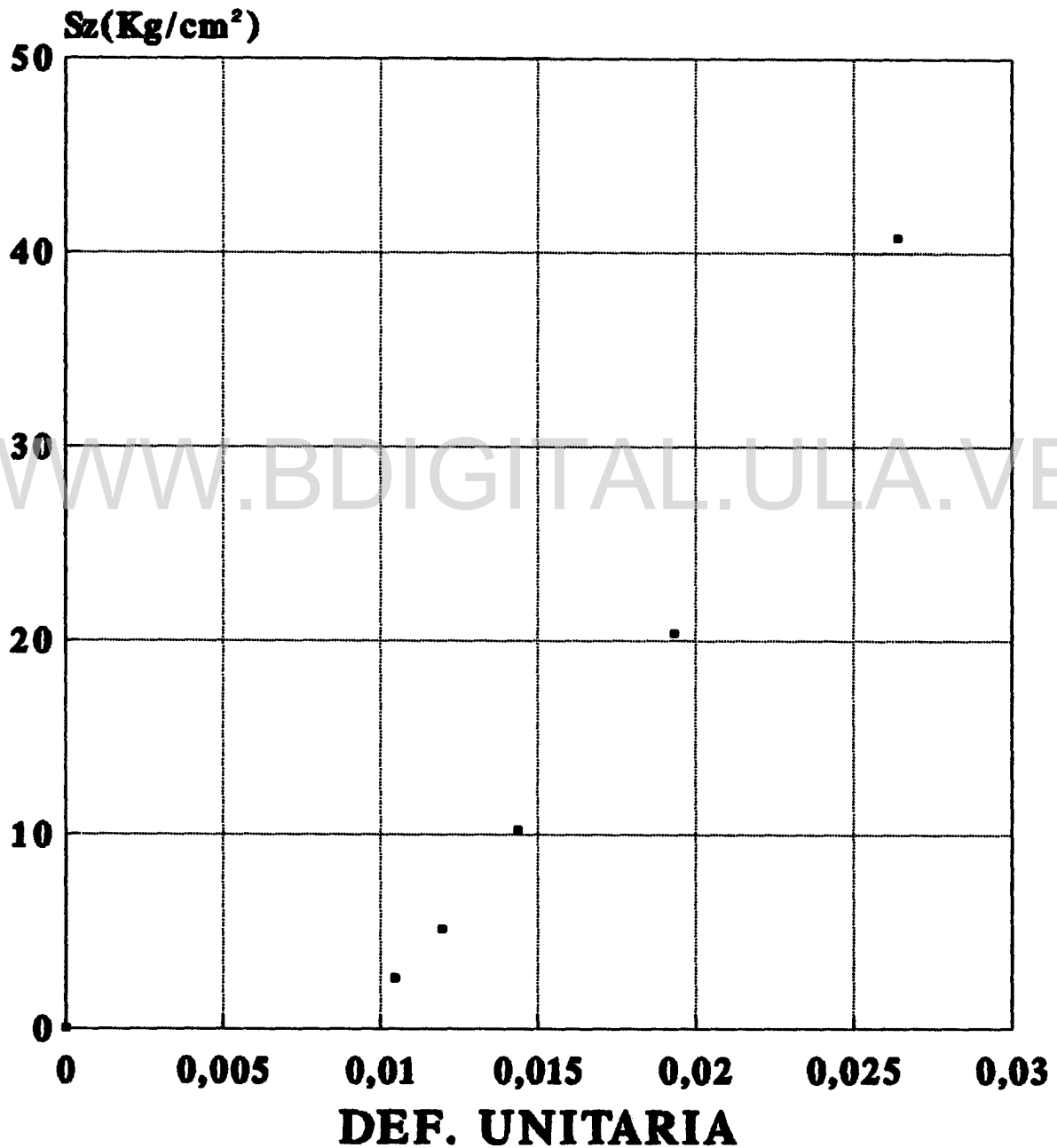
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

ENSAYO EDOMETRICO **ARENA N° 1** **ENSAYO N° 49**



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

Licencia Creative Commons:

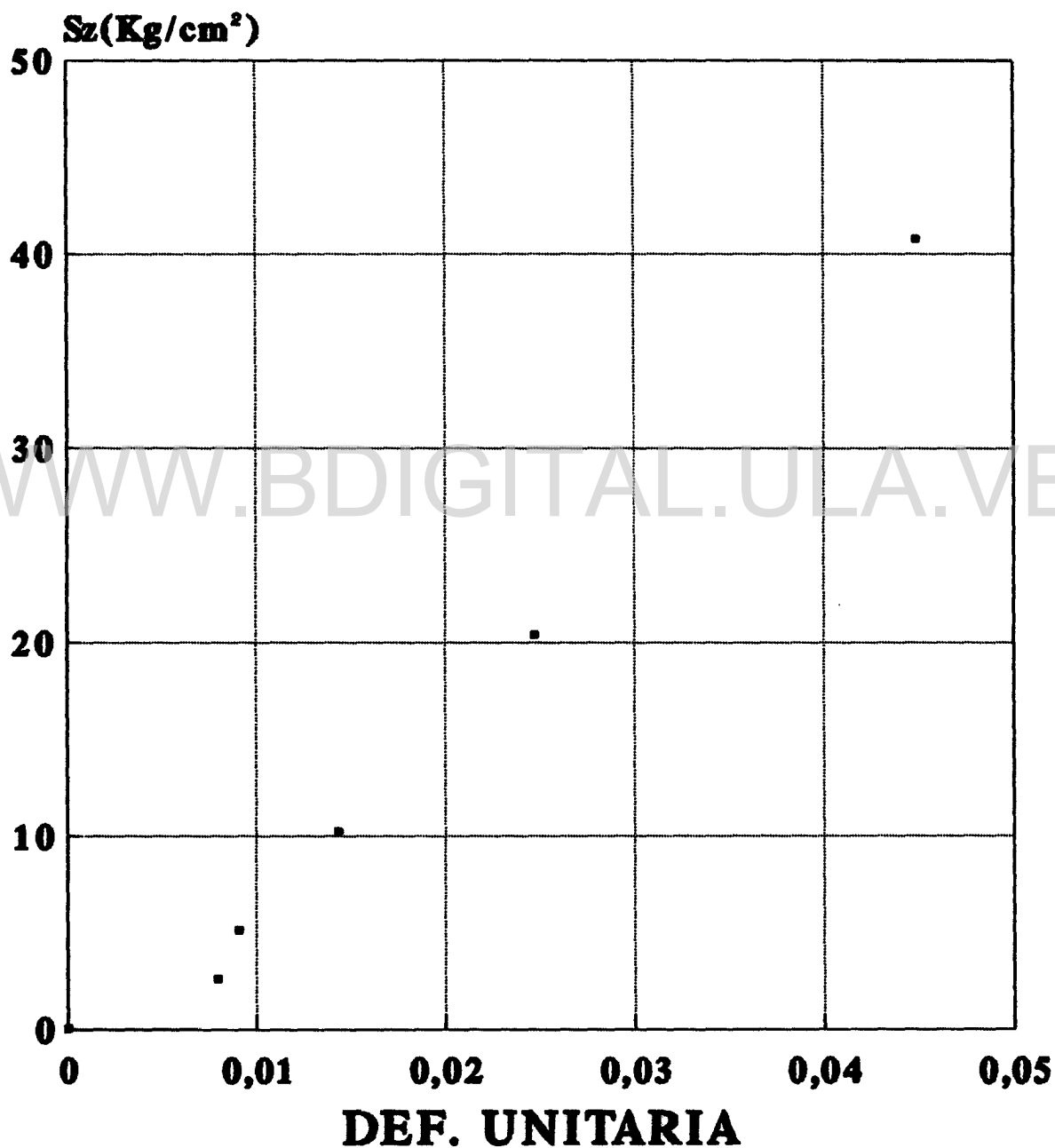
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

ENSAYO EDOMETRICO
ARENA N° 1
ENSAYO N° 50



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

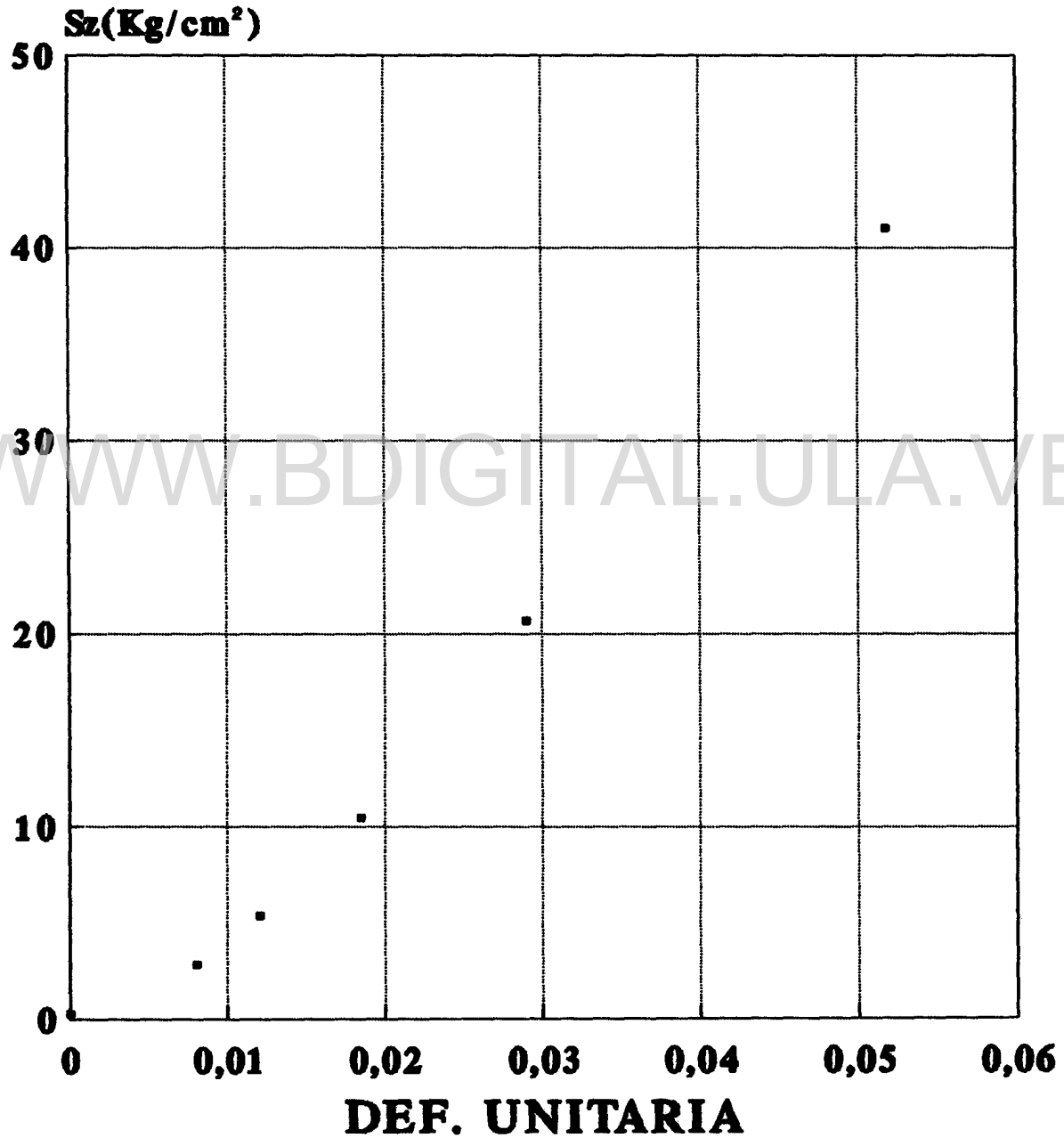
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

WWW.BDIGITAL.ULA.V/E

WWW.BDIGITAL.ULA.V/E

WWW.BDIGITAL.ULA.V/E

ENSAYO EDOMETRICO
ARENA N° 1
ENSAYO N° 51



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

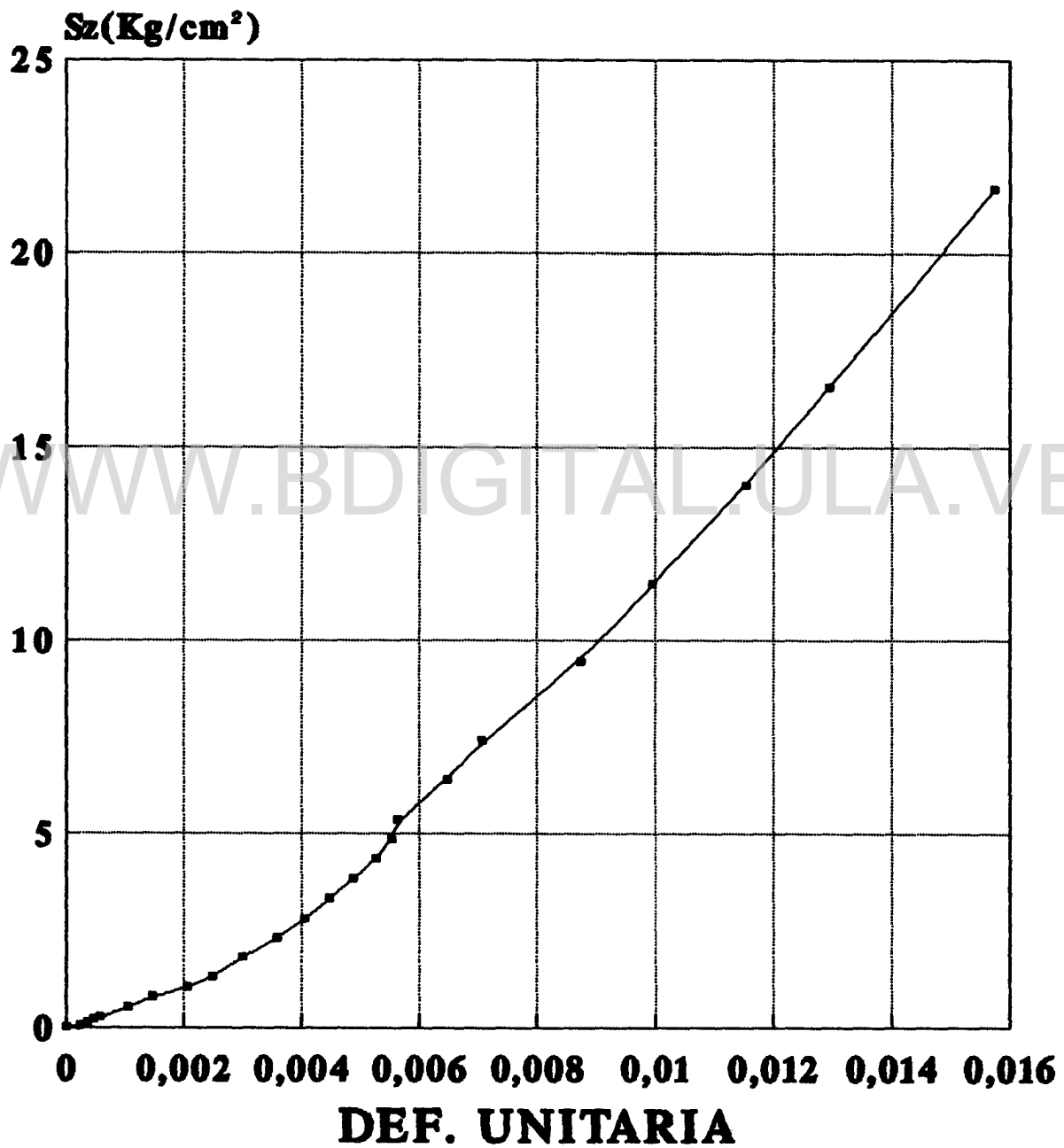
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO EDOMETRICO
ARENA No. 1
ENSAYO No. 52

Carga (Kg)	Lectura Extensómetro (mm)	σ_z (kg/cm ²)	ΔH (mm)	Deformación Unitaria ϵ
5	14,127	0	0	0
1	14,122	0,051	0,004	$2,370 \times 10^{-4}$
2	14,120	0,102	0,007	$3,680 \times 10^{-4}$
4	14,118	0,204	0,009	$4,740 \times 10^{-4}$
5	14,116	0,255	0,011	$5,790 \times 10^{-4}$
10	14,107	0,509	0,020	$1,053 \times 10^{-3}$
15	14,099	0,764	0,028	$1,474 \times 10^{-3}$
20	14,088	1,019	0,039	$2,053 \times 10^{-3}$
25	14,080	1,273	0,047	$2,474 \times 10^{-3}$
35	14,070	1,783	0,057	$3,000 \times 10^{-3}$
45	14,059	2,292	0,068	$3,579 \times 10^{-3}$
55	14,050	2,801	0,077	$4,053 \times 10^{-3}$
65	14,042	3,310	0,085	$4,474 \times 10^{-3}$
75	14,034	3,820	0,092	$4,868 \times 10^{-3}$
85	14,027	4,329	0,100	$5,263 \times 10^{-3}$
95	14,022	4,838	0,105	$5,526 \times 10^{-3}$
105	14,020	5,348	0,107	$5,632 \times 10^{-3}$
125	14,004	6,366	0,123	$6,474 \times 10^{-3}$
145	13,993	7,385	0,134	$7,053 \times 10^{-3}$
185	13,961	9,422	0,166	$8,737 \times 10^{-3}$
225	13,938	11,459	0,189	$9,947 \times 10^{-3}$
275	13,908	14,006	0,219	$1,153 \times 10^{-2}$
325	13,881	16,552	0,246	$1,295 \times 10^{-2}$
425	13,828	21,645	0,299	$1,574 \times 10^{-2}$

ENSAYO EDOMETRICO
ARENA N° 1
ENSAYO N° 51



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

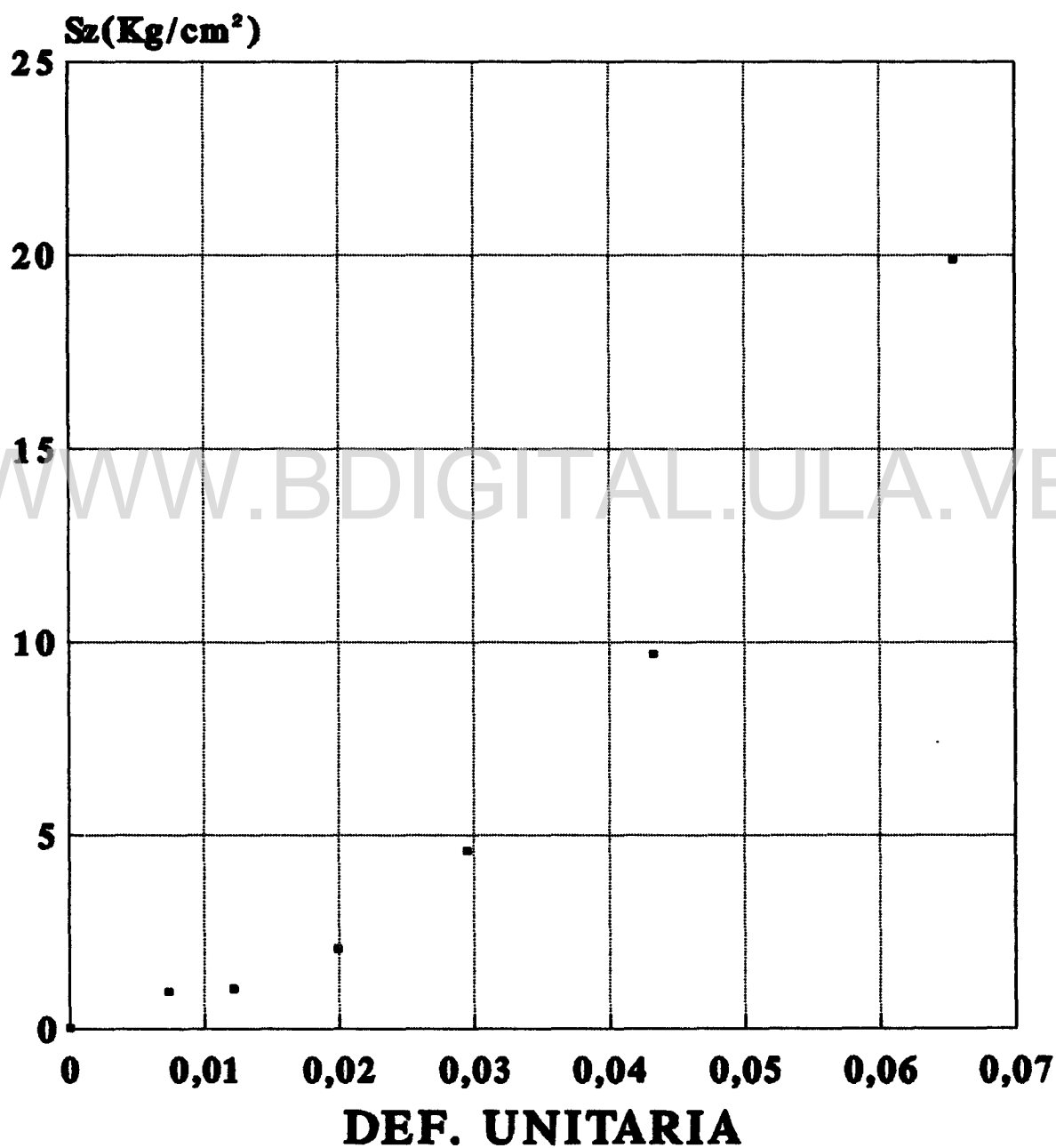
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

Licencia Creative Commons:

1000

ENSAYO EDOMETRICO
ARENA N° 2
ENSAYO N° 53



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

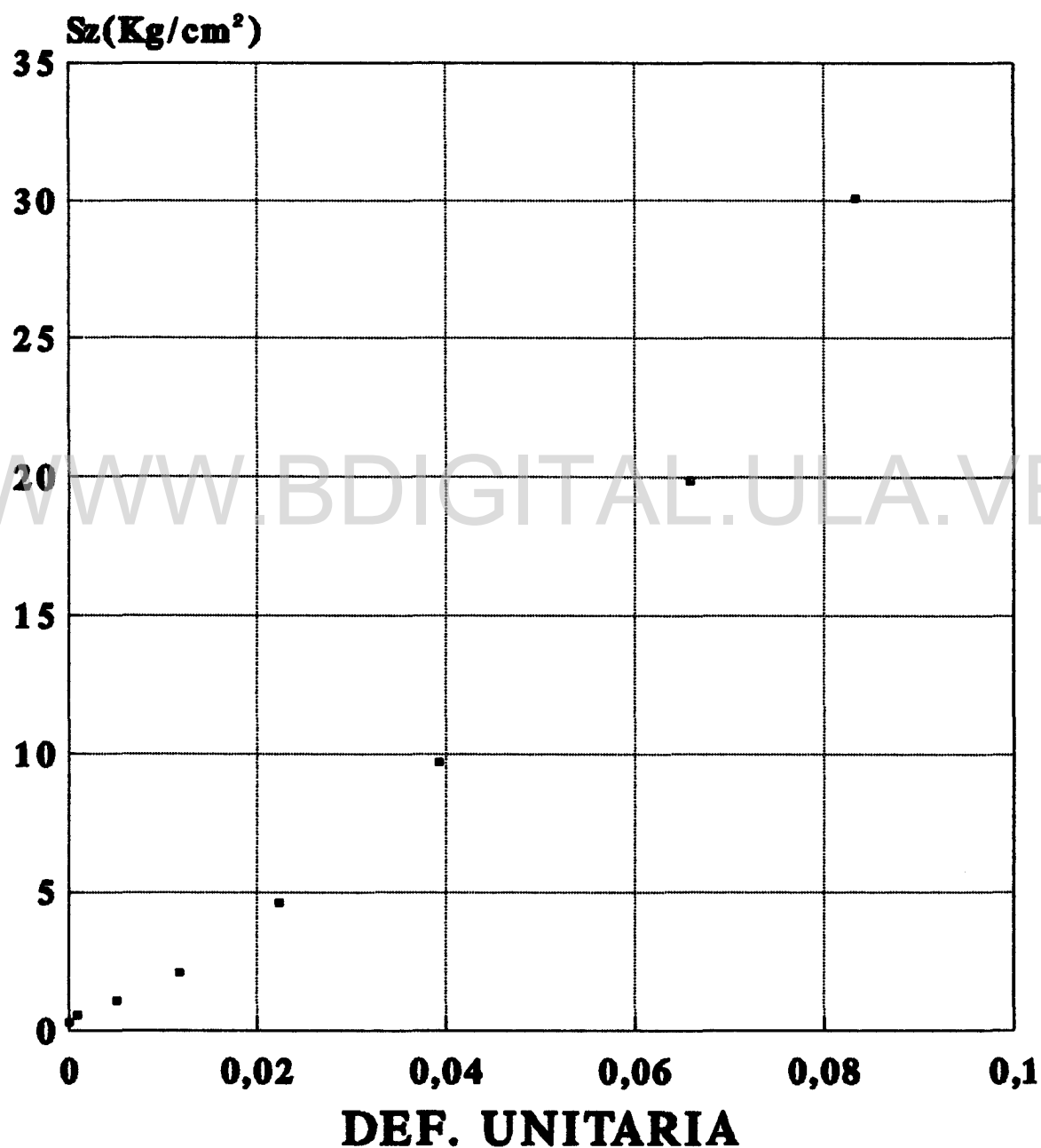
Licencia Creative Commons:

Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

1995 1996 1997

1995 1996 1997

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO EDOMETRICO**ARENA N° 2****ENSAYO N° 54**

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:

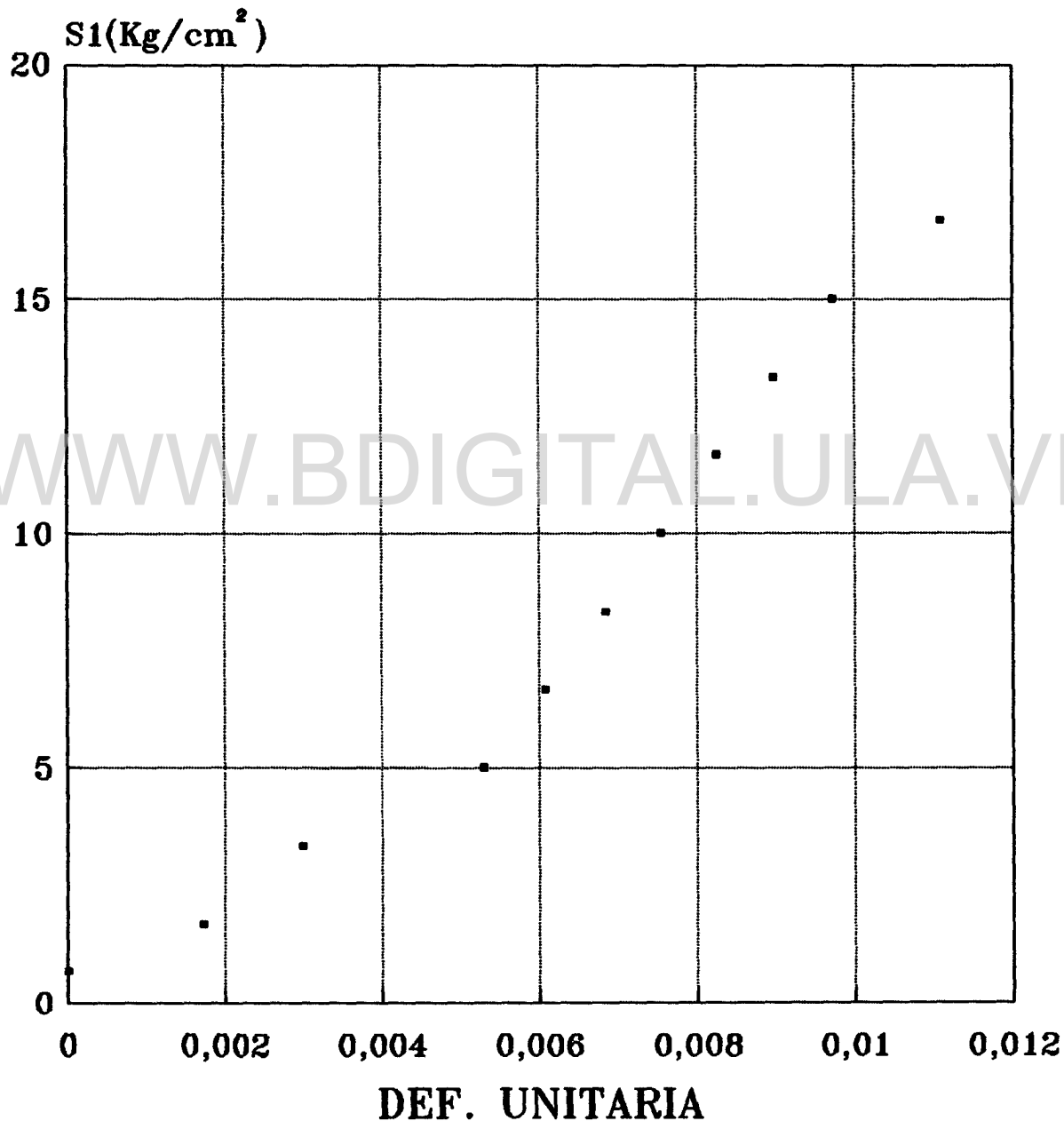
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ARENA No. 1

K = 0,30 Ho = 100,8 mm Ao = 19,635 cm²

[illegible]

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 2
ARENA N° 1 (K=0.3)
ENSAYO N° 55



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

Licencia Creative Commons:
 Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

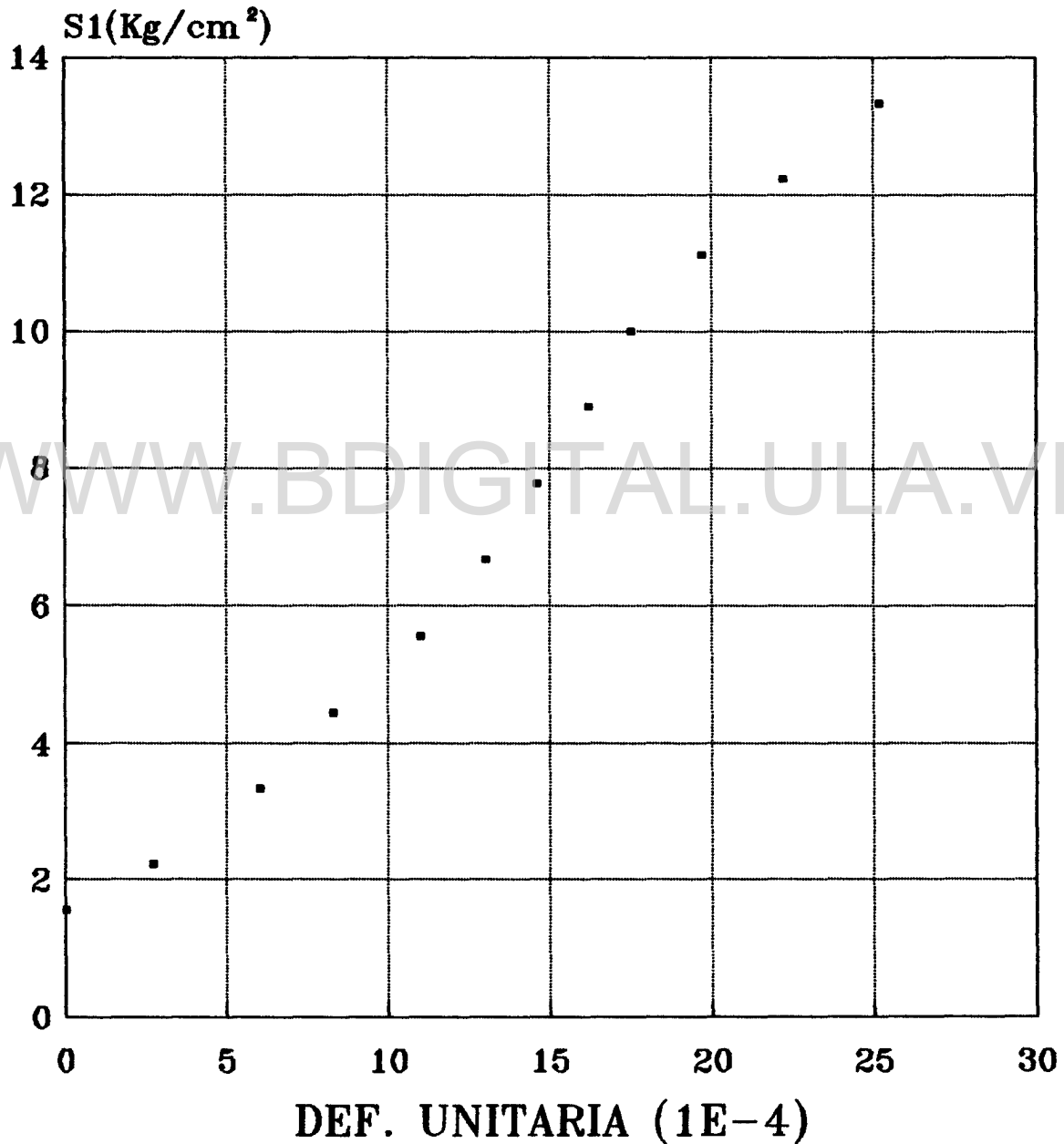
ARENA No. 1

K = 0,45 Ho = 100,068 mm Ao = 19,902 cm²

[illegible]

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

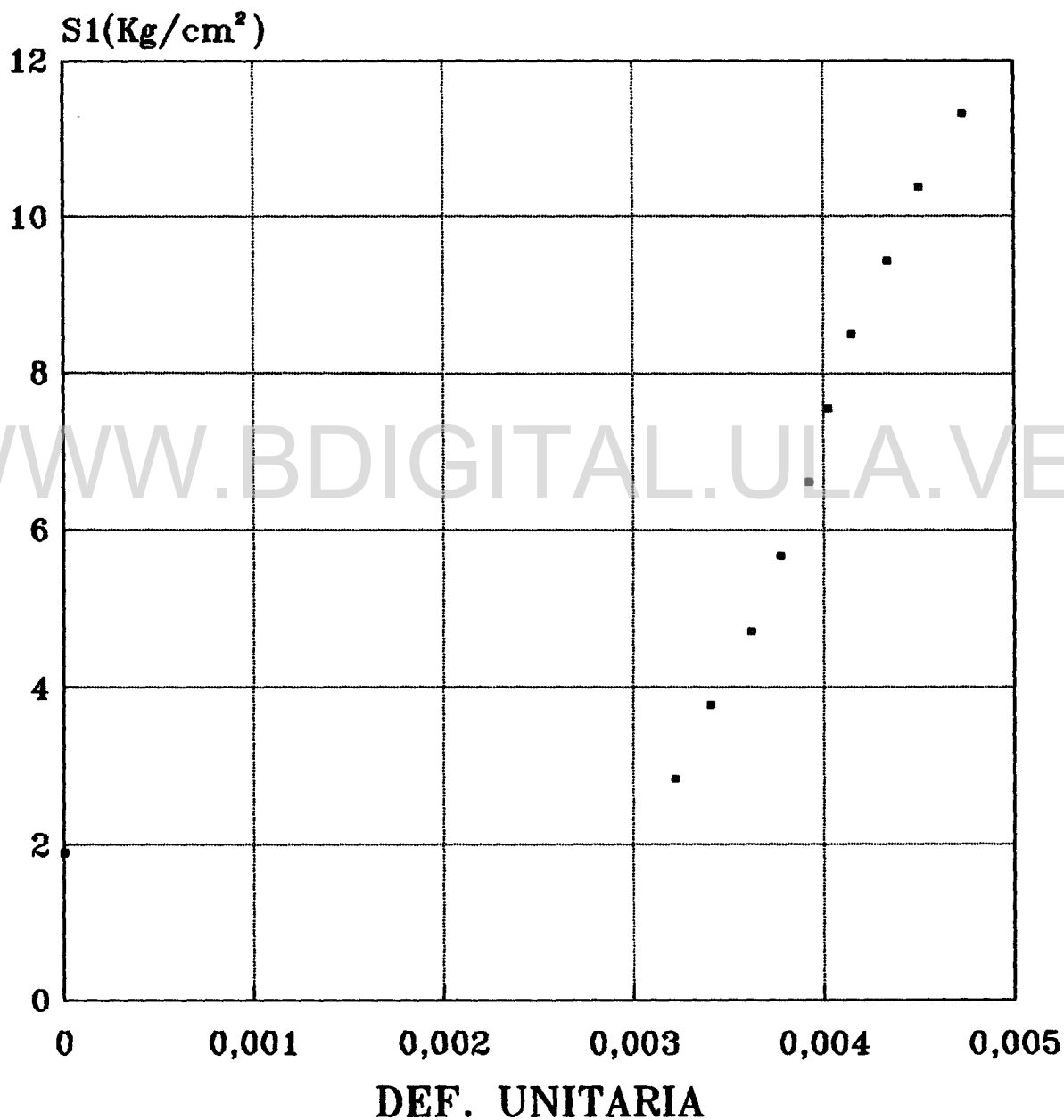
ENSAYO TRIAXIAL TIPO 2
ARENA N° 1 (K=0.45)
ENSAYO N° 56



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 U.L.A

Licencia Creative Commons:
 Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 2
ARENA N° 1 (K=0.53)
ENSAYO N° 57



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

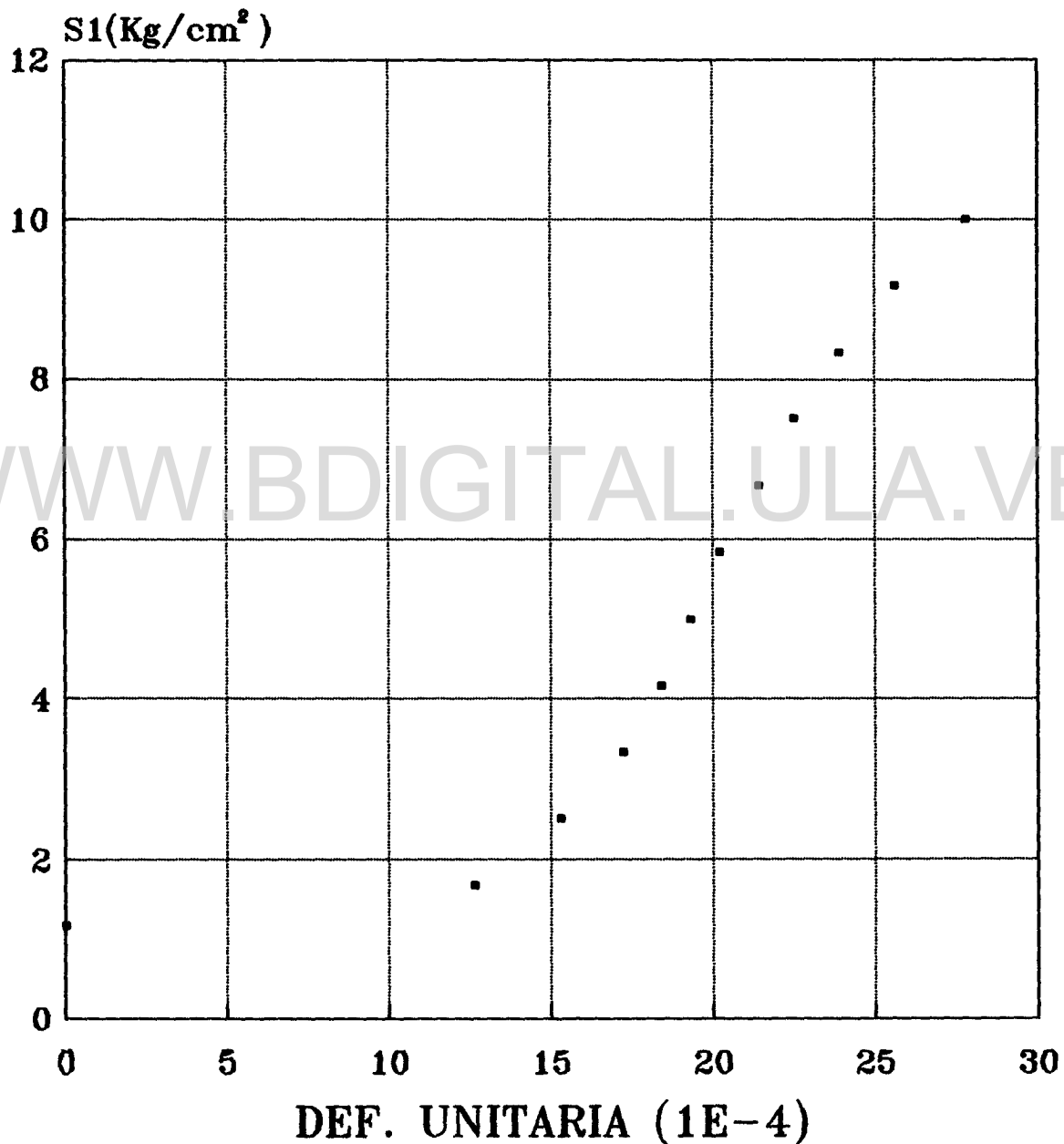
Licencia Creative Commons:
 Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ENSAYO No. 58

K = 0,60 Ho = 100,262 mm Ao = 19,557 cm²

[illegible]

ENSAYO TRIAXIAL TIPO 2
ARENA N° 1 (K=0.60)
ENSAYO N° 58



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
U.L.A

APENDICE D. ESQUEMA DE OPERACION DEL EQUIPO TRIAXIAL

En el capítulo III se explican los procedimientos que se siguieron en la realización de los ensayos triaxiales. Asimismo se presentan esquemas de la cámara triaxial y se explica el uso de la misma. Este apéndice tiene como objetivo presentar un esquema general del equipo en conjunto para la realización de ensayos triaxiales y explicar el modo de operación.

El esquema del conjunto puede verse en el dibujo que se anexa. Se observa que el equipo consta de cuatro partes que deben ser interconectados entre si:

1. La cámara triaxial
2. La máquina de compresión junto con el anillo calibrado
3. El aparato para la aplicación de presión confinante.
4. El aparato para la medición de presión de poros.

1. La cámara triaxial: La muestra de suelo está contenida dentro de la cámara; ésta se encuentra cerrada herméticamente y llena de agua a

presión; esta presión se transmite isotrópicamente al suelo y constituye el esfuerzo de confinamiento σ_3 . Los detalles sobre la cámara triaxial se encuentran en el capítulo III.

2. Máquina de compresión y anillo calibrado: La máquina de compresión tiene un pequeño timón que permite subir o bajar el pedestal sobre el cual están instalada la cámara triaxial. En la parte superior se coloca el anillo el cual se conecta con la cámara a través del pistón que a su vez está conectado con el cabezal colocado sobre la muestra.

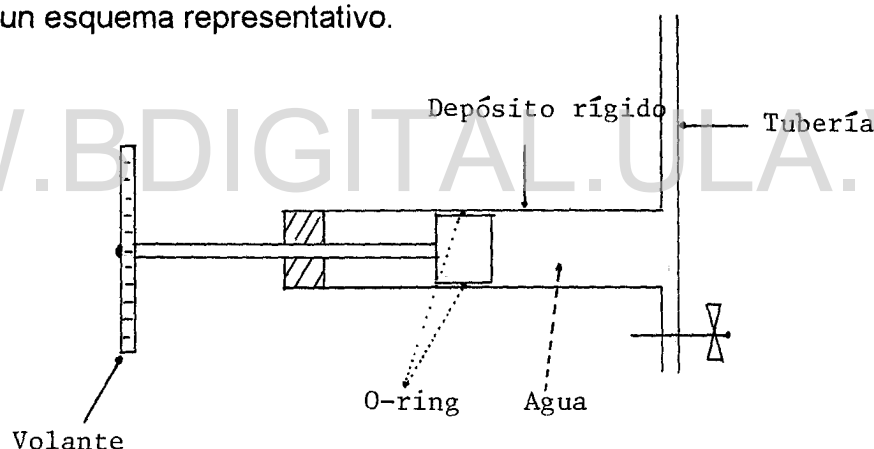
El anillo permite medir la carga axial que se le transmite al suelo mediante la máquina de compresión imprimiendo giros en el timón. El giro horario va subiendo la cámara aumentando los esfuerzos de compresión axial y el giro antihorario produce el efecto contrario.

3. Aparato para la aplicación de presión confinante: Es un complejo aparato constituido por válvulas, mangueras, manómetros, sistema de compresión de agua, depósitos de agua y un grupo de líneas de tuberías. Todo el sistema está lleno de agua y perfectamente interconectado entre sí, es decir, el agua puede seguir el camino deseado desde un punto a

cualquier otro punto de sistema. La presión de agua del sistema puede variar.

Descripción

Timones: El aparato consta de dos timones (timón 1 y timón 2). La función de cada timón es la de imprimir compresión al agua del sistema. Giros horarios en el timón implica aumento en la presión del agua. A continuación se presenta un esquema representativo.



Válvulas: El sistema contiene 29 válvulas (V_0 a V_{28}). Cada válvula estará cerrada cuando su manilla esté orientada en forma normal al sentido del flujo y estará abierta cuando ésta se oriente en el mismo sentido del flujo.

Manómetros: El aparato contiene dos manómetros de resorte cuyas lecturas se registran en sus diales respectivos, y contiene un manómetro de mercurio.

La función de cada manómetro es la de medir la presión del agua en el acceso conectado a éste:

- El manómetro 1 mide la presión del agua en el acceso o tubería L_0 , siempre y cuando la válvula V_3 esté abierta.
- El manómetro 2 mide la presión del agua en el acceso o manguera M_5 .
- El manómetro 3 mide la presión del agua en el acceso o manguera M_3 .

Si las válvulas V_1 y V_3 están abiertas simultáneamente los manómetros (1) y (3) deben registrar la misma medición. Si además, las válvulas V_2 , V_9 y V_{10} están abiertas, el manómetro (2) también registrará la misma lectura.

Si lo anterior se logra chequear aún con otras válvulas abiertas, por ejemplo las V_{11} , V_{13} y V_{15} , entonces se concluye que el equipo está trabajando en óptimas condiciones y será posible imprimir la presión deseada al agua a cualquiera de las mangueras M_6 , M_7 y M_8 , que son las que permiten conexión a la cámara triaxial.

Mangueras: El sistema contiene 21 mangueras independientes entre sí (M_0 a M_{20}):

- La manguera M_0 permite comunicar al agua del depósito rígido del timón 1 con la del depósito D_1 , cuando la válvula V_0 está abierta.
- Las mangueras M_1 y M_2 permiten comunicar L_0 con L_1 .
- Asimismo, en el esquema se puede observar la función de cada una de las mangueras.

Líneas de Tuberías: Las líneas de tuberías (L_0 a L_4) permiten distribuir la presión a distintos puntos, en función de las válvulas que estén abiertas o cerradas.

Sistema de compresión de aguas con pesas: La función de estos sistemas (S_1 , S_2 y S_3) es la de mantener la presión deseada en el agua del sistema total, aunque se presenten pequeñas pérdidas en el mismo.

Estos sistemas permiten la colocación de pesas en su parte inferior comprimiendo el agua en las mangueras M_{12} , M_{13} y M_{14} como se ve en el dibujo. Jugando con las válvulas V_{20} a V_{28} se logra transmitir esta presión al resto del sistema.

Los tubos T_1 y T_2 tienen como función mantener el sistema lleno de agua.

APLICACION DE PRESION A LA CAMARA TRIAXIAL

1. Con la válvula V_1 , V_2 y V_3 cerradas y la V_6 abierta se hace girar el timón 1 en sentido antihorario. Esto con la función de llevar agua del depósito D_1 hasta el depósito rígido de dicho timón. Al llenarlo se cierra la válvula V_6 .

2. Se abren las válvulas V_1 , V_2 , V_3 , V_9 , V_{10} y V_{11} . El resto de las válvulas permanecen cerradas.

3. Se le imprime giro horario al timón 1 y se abre la válvula V_{12} observándose que sale agua por la manguera M_6 . Se cierra la válvula V_{12} .

4. Se conecta M_6 al saliente S_4 de la base de la cámara, la cual está totalmente llena de agua.

5. Se abren las válvulas del saliente S_4 y la válvula V_{12} . En este momento se establece comunicación entre el agua de la cámara y la del sistema.

6. Se imprime movimiento horario al timón 1. Se observa que se van registrando lecturas de presiones idénticas en los tres manómetros.

La presión leída en los manómetros es la que tiene el agua de la cámara.

4. Aparato para la medición de presión de poros: Cualquier manómetro que se conecte al saliente S_3 de la cámara indicará directamente la presión neutral de la muestra cuando esté abierta la válvula de dicho saliente.

El aparato empleado en esta investigación presenta características similares al que se acaba de describir. Consta de dos manómetros, cuatro válvulas, un timón y dos depósitos (ver esquema anexo).

Si se mantienen abiertas las válvulas del saliente S_3 y las válvulas V_1 , V_2 y V_3 de este aparato, en los dos manómetros podrá ser leída la presión neutral.

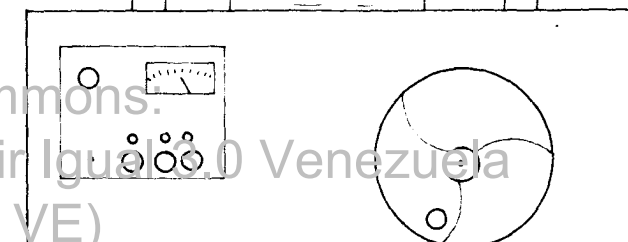
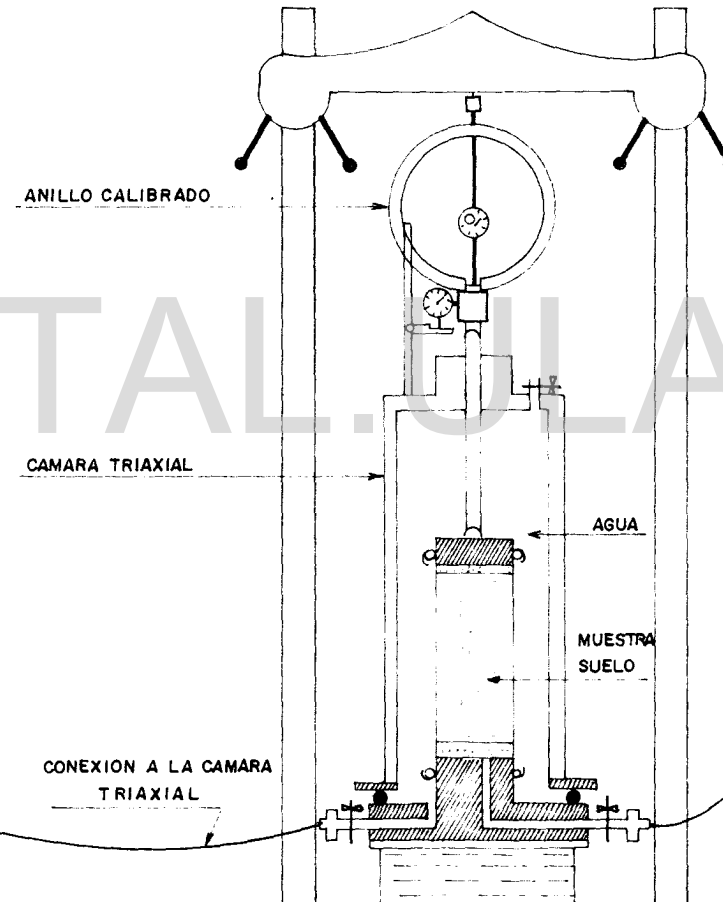
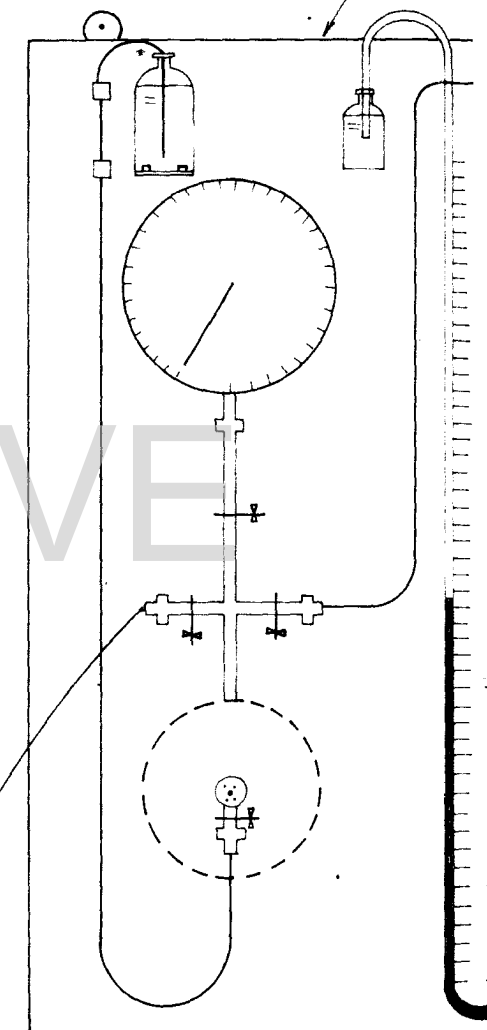
NOTA: La numeración en el esquema del aparato de la medición de presión de poros se asume idéntica a la posición homóloga encontrado en el equipo de aplicación de presión confinante.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE

Licencia Creative Commons:
Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
(CC BY-NC-SA 3.0 VE)

ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DEL EQUIPO TRIAXIAL

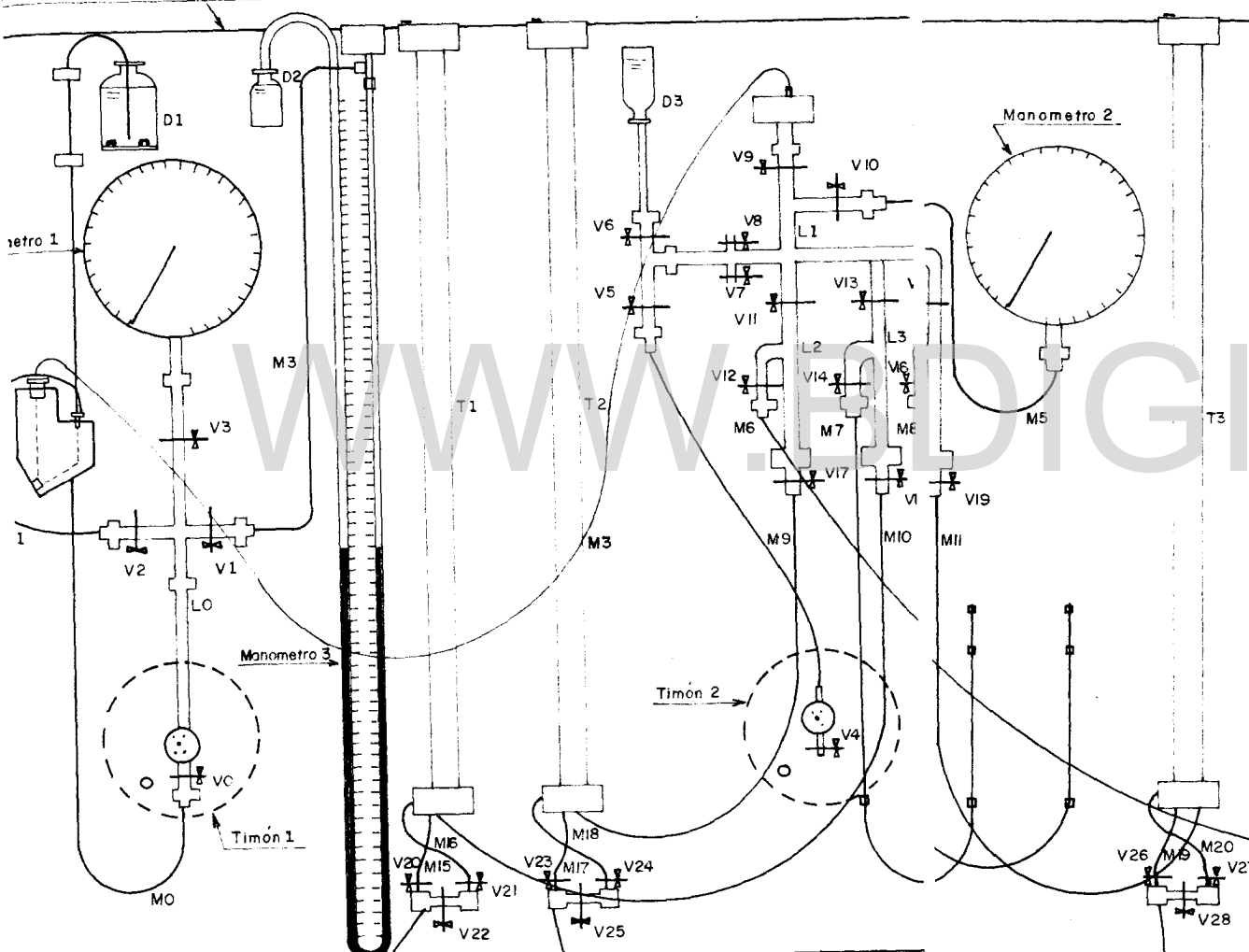
APARATO PARA LA MEDICION DE PRESION



LEYENDA

Letras	Significado
V	Valvula
M	Manometro
T	Tubo
L	Llave
S	Serie
D	Deposito
M3	Manometro 3
M5	Manometro 5
M6	Manometro 6
M7	Manometro 7
M8	Manometro 8
M9	Manometro 9
M10	Manometro 10
M11	Manometro 11
M12	Manometro 12
M13	Manometro 13
M14	Manometro 14
M15	Manometro 15
M16	Manometro 16
M17	Manometro 17
M18	Manometro 18
M19	Manometro 19
M20	Manometro 20
M21	Manometro 21
M22	Manometro 22
M23	Manometro 23
M24	Manometro 24
M25	Manometro 25
M26	Manometro 26
M27	Manometro 27
M28	Manometro 28
M29	Manometro 29
M30	Manometro 30
M31	Manometro 31
M32	Manometro 32
M33	Manometro 33
M34	Manometro 34
M35	Manometro 35
M36	Manometro 36
M37	Manometro 37
M38	Manometro 38
M39	Manometro 39
M40	Manometro 40
M41	Manometro 41
M42	Manometro 42
M43	Manometro 43
M44	Manometro 44
M45	Manometro 45
M46	Manometro 46
M47	Manometro 47
M48	Manometro 48
M49	Manometro 49
M50	Manometro 50
M51	Manometro 51
M52	Manometro 52
M53	Manometro 53
M54	Manometro 54
M55	Manometro 55
M56	Manometro 56
M57	Manometro 57
M58	Manometro 58
M59	Manometro 59
M60	Manometro 60
M61	Manometro 61
M62	Manometro 62
M63	Manometro 63
M64	Manometro 64
M65	Manometro 65
M66	Manometro 66
M67	Manometro 67
M68	Manometro 68
M69	Manometro 69
M70	Manometro 70
M71	Manometro 71
M72	Manometro 72
M73	Manometro 73
M74	Manometro 74
M75	Manometro 75
M76	Manometro 76
M77	Manometro 77
M78	Manometro 78
M79	Manometro 79
M80	Manometro 80
M81	Manometro 81
M82	Manometro 82
M83	Manometro 83
M84	Manometro 84
M85	Manometro 85
M86	Manometro 86
M87	Manometro 87
M88	Manometro 88
M89	Manometro 89
M90	Manometro 90
M91	Manometro 91
M92	Manometro 92
M93	Manometro 93
M94	Manometro 94
M95	Manometro 95
M96	Manometro 96
M97	Manometro 97
M98	Manometro 98
M99	Manometro 99
M100	Manometro 100

ATO PARA LA APLICACION DE PRESION CONFINANTE



Licencia Creative Commons:
 Atribución - No Comercial - Compartir Igual 3.0 Venezuela
 (CC BY-NC-SA 3.0 VE)

BIBLIOGRAFIA

ASTM (1971), "Sampling of Soil and Rock" Publicación Técnica Especial No. 483, 193 p.

BADILLO, J. y RODRIGUEZ, R. (1981) "Mecánica de Suelos", Tomos 1 y 2, Editorial Limusa, México.

BISHOP A.W. and HENKEL D.J. (1962), "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test", Edward Arnold Publishers, London.

BOWLES, L.E. (1970), "Engineering Properties of Soils and their Measurement", McGraw Hill, New York.

BURLAND, J.B., BROMS, B., and DE MELLO, V.F. (1977). "Behavior of Foundations and Structures". Proc. IX Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Tokyo, Vol. 3, pp. 495-546.

CASTELETTI L. J.I. (1978), "Investigación de la Expansión en el Fenómeno de Histéresis en los Suelos". Tesis Maestro en Ingeniería , Mecánica de Suelos, UNAM.

CASTELETTI L. J.I. (1991), "Nociones de Mecánica de Suelos" Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.

CHEN, W.F. and MIZUNO E. (1990). "Nonlinear Analysis in Soil Mechanics" Elsevier Amsterdam.

D'APPOLONIA, D.J, E. D'APPOLONIA y R.F. BRISSETTE (1970), "Settlement Spread Footings on Sand" Closure, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 97 No. SM2 pp754-762.

DAS, BRAJA M., (1982) "Fundamentals of Soil Dynamics", Elsevier, New York.

DE MELLO, V.F (1971) "The Standard Penetration Test", IV Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Puerto Rico, Vol. 1, 1-86.

ECHEVERRIA L. A. (1977), "Algunos Efectos del Método de Preparación de Muestras de Arena Saturada", Tesis de grado, Ingeniería Civil, UNAM.

FEBRES C. EDGAR (1992), "Fundaciones Superficiales" Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.

KRYNINE D.P., y JUDD, W.R (1957), "Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros", McGraw-Hill Book Company, Inc. New York.

LEMAITRE and CHABOCHE J.L (1985), "Mécanique des Matériaux Solides" Punod, Boras, Paris.

PAPADOPOULOS, B.D, (1992), "Settlements of Shallow Foundations on Cohesionless Soils", Geotechnical Engineering, Vol 118. No. 3 March, Paper No. 1992.

SCHMERTMANN J.H. (1970), "Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand" Journal Soil Mechanics and Foundation. Division ASCE No. SM3, pp 1011-1043.

SCHMERTMANN J.H.. (1983), "Revised Procedure for Calculating K_o and OCR from DMT with $I.D > 1,2$ and with incorporate the penetration force Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle", DMT Digest I. GPE Inc., Gainesville.

SCHMERTMANN J.H. (1986), "Dilatometer to Compute Foundation Settlement. ASCE Specialty conf. on Use of In-situ Test in Geotechnical Engineering. ASCE, New York pp 303-321.

STAMATOPOULOS A.C. and KOTZIAS P.C., (1989), Soil Compressibility as Measured in the Edometer, Géotechnique 28, No. 4, 363-375.

TERZAGHI, K. y PECK R.B. (1982), "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", Editorial El Ateneo.

TSYTOVICH N. (1976) "Soil Mechanics", Mir Publishers, Moscow.

UGAS F. Celso T. (1985), "Ensayos de Laboratorio en Mecánica de Suelos" UCV.

ZEEVAERT, L (1973), "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold Company, New York.

ZEEVAERT, L. (1980), "Interacción Suelo-Estructura de Cimentación", Editorial Limusa, Mexico.

WWW.BDIGITAL.ULA.VE