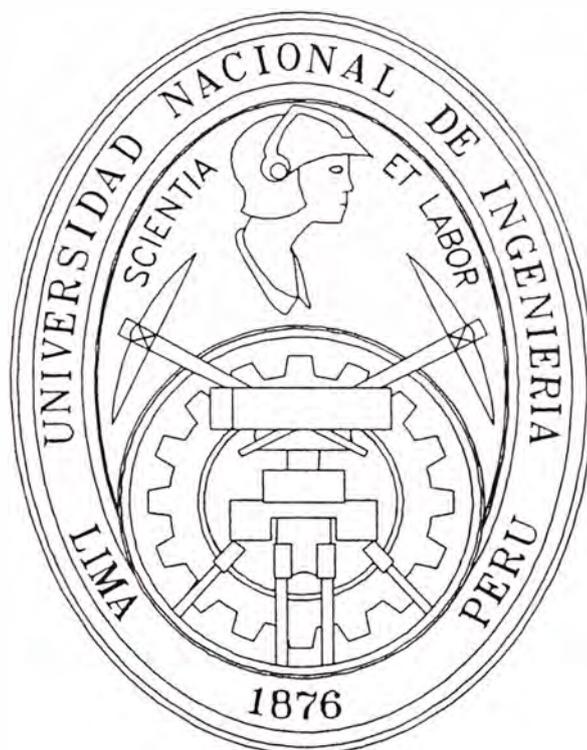


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA
GEOWEB**

ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE UNA MASA DE SUELO BLANDO

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

GINO ALEJANDRO OLIVARES CÁRDENAS

Lima – Perú

2007

INDICE

RESUMEN	1
LISTA DE TABLAS	3
LISTA DE FIGURAS	4
INTRODUCCION	6
CAPITULO I : PRINCIPIO DE ESFUERZO EFECTIVO	
1.1 Generalidades	8
1.2 Principio de esfuerzo efectivo	9
1.3 Principio de esfuerzos efectivos en suelos Secos o Saturados	12
1.4 El Principio de Esfuerzos Efectivos en Suelos Parcialmente Saturados	14
1.5 Calculo del esfuerzo efectivo	17
1.6 Esfuerzo del sistema Geoweb	21
CAPITULO II: ESFUERZOS DEBIDO AL PROPIO PESO	
2.1 Esfuerzos debido al propio peso	25
2.2 Esfuerzos en un punto de una masa de suelo	28
2.3 Análisis bidimensional de esfuerzos (circulo de Mohr de esfuerzos)	30
2.4 Carga puntual vertical	35
2.5 Carga lineal vertical de longitud infinita	38
2.6 Carga uniformemente distribuida sobre una franja infinita	39
2.7 Carga con distribución triangular sobre una franja infinita	40
2.8 Carga uniformemente distribuida sobre un área rectangular	41
2.9 Carga uniformemente distribuida sobre un área circular	43
2.10 Diagrama de influencia de Newmark	45
2.11 Cálculo aproximado del incremento del esfuerzo vertical	47
2.11.1 Bulbos de esfuerzo	48
CAPITULO III: ASENTAMIENTOS BASADOS EN LA TEORIA DE LA ELASTICIDAD	
3.1 Área rectangular con carga uniformemente distribuida	52
3.2 Área circular con carga uniformemente distribuida	54
CAPITULO IV: COMPORTAMIENTO DE LAS GEOCELDAS EN SUELOS BLANDOS	
4.1 Identificación de los Problemas de Soporte de Carga y sus Soluciones con Geoweb	59

4.1.1 Problemas de Subrasante Blanda	59
4.1.2 Problemas de Estabilidad de la Superficie	60
4.1.3 Problemas Estéticos y Ambientales	61
4.2 El Sistema Geoweb de Soporte de Cargas - Los Componentes Clave	62
4.2.1 Sistema Geoweb Texturizado	62
4.2.2 Sistema Geoweb Perforado	63
4.3 Materiales de Relleno	65
CONCLUSIONES	66
RECOMENDACIONES	67
BIBLIOGRAFIA	68

ANEXOS

A1: Pruebas y ensayos de laboratorio realizados en zona de trabajo del material excavado.

A2: Pruebas y ensayos de laboratorio realizados en zona de trabajo del material zarandeado.

A3: Pruebas y ensayos de laboratorio realizados en poza de prueba.

A4: Pruebas y ensayos de laboratorio realizados en zona de trabajo con aplicación del Geoweb.

A5: Planos de proyecto: "Mejoramiento estructural de vías afirmadas con sistema Geoweb".

A6: Fotos de trabajo realizados en campo

RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia se ha dividido en 4 capítulos donde se desarrolla la teoría de esfuerzos y deformaciones de una masa de suelo blando.

El trabajo desarrollado busca demostrar que el uso del sistema Geoweb de soporte de carga para pavimentos granulares puede resultar técnica y económicamente viable en comparación con métodos convencionales en condiciones extremas de baja capacidad de soporte. Sin embargo, el suelo del sitio propuesto para el proyecto no reúne las condiciones buscadas. Por tal motivo, el estudio de suelos se orienta a generar dichas condiciones lo que implica realizar la evaluación de las características geotécnicas del suelo del sitio propuesto que nos llevará a un modelo experimental bajo condiciones controladas de humedad y densidad.

El principal objetivo de este trabajo es dar a conocer las bondades de este material de construcción y de esta manera tener una idea mas clara de cómo diseñar un pavimento aplicando el sistema Geoweb.

En base a las calicatas efectuadas y muestreo de la subrasante para obtener los respectivos valores de C.B.R. capacidad de soporte del suelo, con la finalidad de determinar las características de los suelos existentes se efectuaron los análisis de laboratorio respectivos. Con estos datos se ha definido el diseño del pavimento granular, sobre una sub-base y base compuesta por geoceldas rellenas con material granular que resulta del reemplazo del suelo existente por su baja capacidad de soporte de carga, un CBR que no sobrepasa el 1%.

Se realizó la evaluación geotécnica para determinar las características físico-mecánicas del suelo del sitio propuesto, empleando diversos métodos de exploración de campo.

A diferencia de otros geosintéticos utilizados para el mismo trabajo, se observo que el geoweb presenta mayor estabilidad en la primera capa

solo apisonando el material de relleno, que en otros casos recién en la segunda o tercera capa se notaban estables.

En la primera capa de relleno del geoweb que se utilizó como estabilizadora, se observó que todo funcionaba como un conjunto es decir la deformación no se notaba, en cambio con los otros geosintéticos se notaba el comportamiento como ondas, solo con cargas pequeñas, es decir, el peso de una persona.

En las aplicaciones como soporte de carga, al aumentar la fricción entre las paredes de las celdas y el relleno, aumenta también la resistencia del suelo de relleno a las deformaciones verticales en relación con la estructura celular. En consecuencia, se produce una transferencia más eficiente del esfuerzo vertical a las celdas vecinas. Esto a su vez se traduce en una reducción adicional del esfuerzo vertical sobre la subrasante.

LISTA DE TABLAS

Tabla Nº 1	Relación máxima de Angulo de Fricción recomendada
Tabla Nº 2	Espesor total de una base de arena gruesa o grava, incluyendo la sección de Geoweb

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 1.1 Problemas de deformaciones planas típicas
- Fig. 1.2 Representación de masa de suelo saturado
- Fig. 1.3 Modelo intuitivo de suelo demostrando la naturaleza del esfuerzo efectivo
- Fig. 1.4 Estados de agua-aire en relación con el principio de esfuerzos efectivos
- Fig. 1.5 Esfuerzos "in situ" en reposo debido al peso del suelo
- Fig. 1.6 Variación de la presión de poros en unan arcilla natural debido a carga rápida
- Fig. 1.7 Componentes del exceso de presión de poros generado por un aumento de carga
- Fig. 2.1 deposito homogéneo de suelo con una superficie horizontal
- Fig.2.2. a) Estado general de esfuerzos en un elemento de suelo, b) esfuerzos principales
- Fig. 2.3. a) y b) Estados de esfuerzos bidimensional en un elemento de suelo
- Fig. 2.3. c) Diagrama de Mohr y circulo de Mohr de Esfuerzos
- Fig. 2.4 Relaciones esfuerzo deformación de materiales ideales
- Fig. 2.4a) Esfuerzos en un punto N en una masa semiinfinita
- Fig. 2.5 Esfuerzos en un punto N en una masa debidos a una carga lineal
- Fig. 2.6 Incrementos de esfuerzos en un punto N, producido por una presión uniforme
- Fig. 2.7 Incrementos de esfuerzos en un punto N, a través del ancho de una franja
- Fig. 2.8 Valores del factor de influencia I_σ para calcular el incremento de esfuerzo vertical total $\Delta\sigma_v$
- Fig. 2.9 a) Incrementos de esfuerzo debido al área cargada L x B; b) Incrementos de esfuerzo debido a aplicación de carga sobre el área sombreada
- Fig. 2.10 Incrementos de esfuerzo en un punto N debido a una carga uniformemente distribuida sobre un área circular
- Fig. 2.11 Valores del factor de influencia de I_σ para calcular el incremento de esfuerzo vertical total $\Delta\sigma_v$ bajo un área circular uniformemente cargada
- Fig. 2.12 Grafico de influencia de Newmark para el calculo del incremento de esfuerzo
- Fig. 2.13 Método aproximado para calcular el incremento promedio de esfuerzo vertical total bajo un área uniformemente cargada
- Fig. 2.14 Franja infinita con carga uniformemente distribuida: a) Líneas de igual incremento de esfuerzo vertical total, b) Incremento del esfuerzo vertical total bajo el centro.
- Fig. 2.15 Área cuadrada con carga uniformemente distribuida:
 - Líneas de igual incremento de esfuerzo vertical total, b) Incremento del esfuerzo vertical total bajo el centro
- Fig. 3.1 Valores del factor de influencia I_s para el cálculo del asentamiento superficial inmediato S_i en una masa de suelo semiinfinita bajo la esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada
- Fig. 3.2 Valores del factor de las funciones F_1 y F_2 para el cálculo del asentamiento inmediato S_i en una capa de suelo de espesor infinito bajo la esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada

- Fig. 3.3 Valores del factor de influencia I_s para el calculo de los asentamientos superficiales inmediatos en la superficie S_i producidos bajo un área circular flexible uniformemente cargada
- Fig. 4.1 Sistema Geoweb de soporte de carga
- Fig. 4.1a) Sistema de distribución de Cargas, 4.1b) Sistema de distribución de Cargas del Geoweb
- Fig. 4.2 Mecanismo de Falla por Capacidad de Soporte
- Fig. 4.3 Prevención del mecanismo de Falla
- Fig. 4.4 Solución a problemas de Subrasante blanda
- Fig. 4.5 Solución a problemas de Estabilidad de superficie
- Fig. 4.6 Solución a problemas de Estéticos y ambientales

INTRODUCCION

La infraestructura vial incide mucho en la economía de nuestro país por el gran valor que tiene en ésta, pues al alto costo de construcción, mantenimiento o rehabilitación hay que adicionarle también los costos que se derivan por el mal estado de las vías, por eso los nuevos ingenieros que se dediquen a esta rama de la profesión se enfrentaran a un reto muy importante que es el de proporcionar estructuras de pavimentos eficaces con presupuestos cada vez mas restringidos. Para explicar el comportamiento ingenieril de los suelos es necesario entender el concepto de esfuerzo en una masa de suelo y, en particular, la manera como el esfuerzo que actúa sobre el suelo como un todo se relaciona con los esfuerzos que se desarrollan dentro del esqueleto del suelo y del fluido intersticial.

De por sí, los materiales conformados por agregados o suelos naturales, que se utilizan en la construcción de la base de una carretera o para otras aplicaciones de soporte de carga, son inestables en comparación con otros materiales de construcción tales como el concreto reforzado o el acero. Esto se debe a que están constituidos por partículas individuales de tamaño variable, que pueden rodar o deslizarse la una sobre la otra. Su resistencia al corte es relativamente baja y pueden eventualmente fallar como resultado de una o varias aplicaciones de la carga. Sin embargo, esa debilidad de unión característica proporciona por otra parte mucha flexibilidad a estos materiales naturales de construcción, permitiendo apilarlos, transportarlos y colocarlos sobre grandes superficies o largos tramos de carretera.

El sistema Geoweb de confinamiento celular aumenta la resistencia a la deformación bajo cargas de los materiales granulares de relleno gracias a la resistencia tangencial de cada celda, la resistencia pasiva del material de relleno en las celdas adyacentes y la transferencia del esfuerzo vertical a las celdas adyacentes. En comparación con los materiales bi-dimensionales de refuerzo, la rigidez del sistema tridimensional de Geoweb es mucho mayor y no necesita de una deformación inicial para soportar la carga de diseño.

En el capítulo I se desarrolla los esfuerzos efectivos para suelos secos o saturados, parcialmente saturados. El esfuerzo efectivo requiere que se determinen separadamente el esfuerzo total y la presión de poros en suelos saturados

En el capítulo II se desarrolla los esfuerzos debidos al propio peso de la estructura y a los esfuerzos debidos a cargas aplicadas. Dentro del contexto de la búsqueda de los esfuerzos y deformaciones en una masa de suelo, pueden identificarse dos categorías de problemas de ingeniería. Los problemas de estabilidad, y los problemas de distribución de esfuerzos y de deformaciones, en los que el interés está centrado en la predicción de esfuerzos y deformaciones de deslizamiento potencial.

En el capítulo III se desarrolla básicamente los asentamientos basados en la teoría de elasticidad. La teoría de la elasticidad, también puede utilizarse para obtener expresiones de las deformaciones que resultan en una masa de suelo cuando se le aplica una carga. En la práctica, son de especial interés las deformaciones verticales, es decir, los asentamientos que se producen en la superficie de la masa de suelo cuando la carga se aplica sobre el área de una cimentación.

En el capítulo IV se desarrolla el comportamiento de las geoceldas, en nuestro caso se utilizó para la ejecución de obra el sistema Geoweb de soporte de cargas que aumenta la resistencia a la deformación bajo cargas de los materiales granulares de relleno gracias a la resistencia tangencial de cada celda, la resistencia pasiva del material de relleno en las celdas adyacentes y la transferencia del esfuerzo vertical a las celdas adyacentes.

CAPITULO I

PRINCIPIO DE ESFUERZO EFECTIVO

1.1 Generalidades

Para poder resolver problemas de ingeniería, es necesario entender como evaluar los esfuerzos que actúan en un punto de la masa de suelo debidos a su propio peso y así mismo el cambio de esfuerzos que se induce en el suelo debido a la acción de carga (o descarga) externa producto de la construcción obras de ingeniería. De la misma manera son importantes las deformaciones de la masa de suelo, principalmente los asentamientos, que resultan de los cambios de tales esfuerzos.

Por lo general, el esfuerzo sobre un punto no es el mismo en todas las direcciones y, por tanto, es importante estudiar el estado general de esfuerzos que existe en un punto dentro de la masa de suelo y considerar las relaciones entre los esfuerzos actuantes en direcciones diferentes. Sin embargo, en muchos problemas de ingeniería el interés principal se centra sobre los esfuerzos que actúan en una dirección particular; por ejemplo, el estudio de la capacidad portante y los asentamientos de cimentaciones dependen principalmente de los esfuerzos que actúan en la dirección vertical, en tanto que el estudio de las presiones de tierras sobre los muros de contención requiere un conocimiento de los esfuerzos horizontales en la masa de suelo.

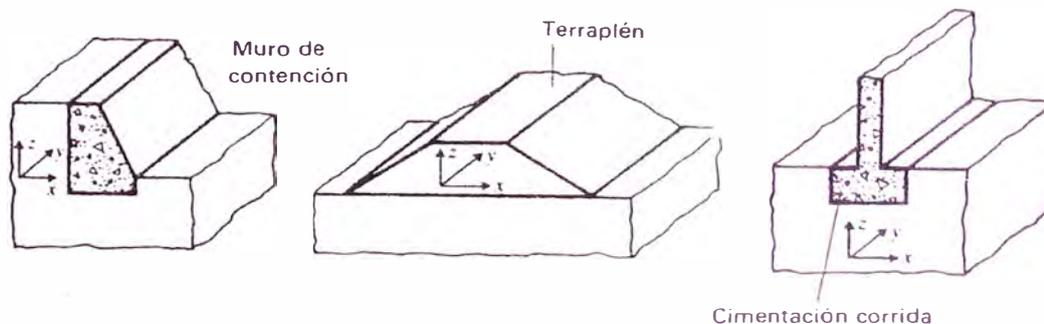


Figura 1.1 Problemas de deformaciones planas típicas

1.2 Principio de esfuerzo efectivo

En una masa de suelo existen esfuerzos dentro del esqueleto del suelo que resultan de las fuerzas que actúan sobre los puntos de contacto entre partículas individuales, y existen esfuerzos dentro del fluido intersticial que ocupa los vacíos del suelo.

Si se considera una masa de suelo saturado con una superficie horizontal (Fig. 1.2), con el nivel freático a nivel del terreno, se tiene que en un plano horizontal XX de área A, a profundidad de z, la columna vertical de suelo por encima de XX tendrá el peso total W siguiente:

$$W = W_s + W_w \quad (1.1.)$$

Donde W_s es el peso de las partículas de suelo y W_w es el peso del agua en los vacíos.

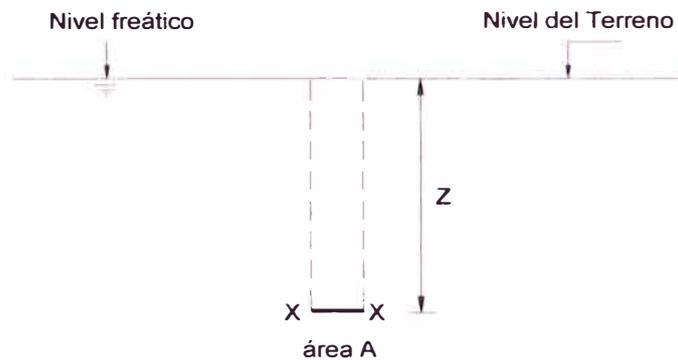


Figura 1.2 Representación de masa de suelo saturado

Las partículas del suelo por debajo del nivel freático están sometidas a un empuje U de tal manera que su peso efectivo W'_s está dado por:

$$W'_s = W_s - U, \quad \text{de esta formula se obtiene: } W_s = W'_s + U$$

Entonces

y reemplazando en la ecuación (1.1)

$$W = W'_s + U + W_w$$

Si V_s representa el volumen de las partículas de suelo en la columna, y V_w el volumen de agua entonces $U = \rho_w g V_s$ (principio de Arquímedes) y $W_w = \rho_w g V_w$,

Entonces $W = W'_s + \rho_w g (V_s + V_w)$

Para suelos saturados, el volumen de agua V_w es igual al volumen de vacíos V_v

Entonces $W = W'_s + \rho_w g V$

Entonces

$$\frac{W}{A} = \frac{W'_s}{A} + \rho_w g z$$

W/A define el esfuerzo sobre XX y se denomina *esfuerzo total*, representado por σ . W'_s/A es el esfuerzo sobre XX y se denomina *esfuerzo efectivo*, σ' (o algunas veces $\bar{\sigma}$). El término $\rho_w g z$ constituye la presión intersticial hidrostática en XX , representada por u . Así obtenemos la relación.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.2)$$

La ecuación 1.2 generalmente se cumple para suelos saturados, sin tener en cuenta las condiciones del agua en los poros ni la influencia de las cargas externas.

A pesar de su forma algebraica extremadamente simple, el principio de esfuerzo efectivo es quizá la relación de más importancia en el estudio de la mecánica de suelos, y su publicación por Terzaghi marcó la aparición de esta materia como una disciplina separada en ingeniería

La naturaleza física de σ' , puede entenderse intuitivamente considerando a un suelo saturado limitado por una membrana flexible impermeable, tal como se muestra en la Fig. 1.3.

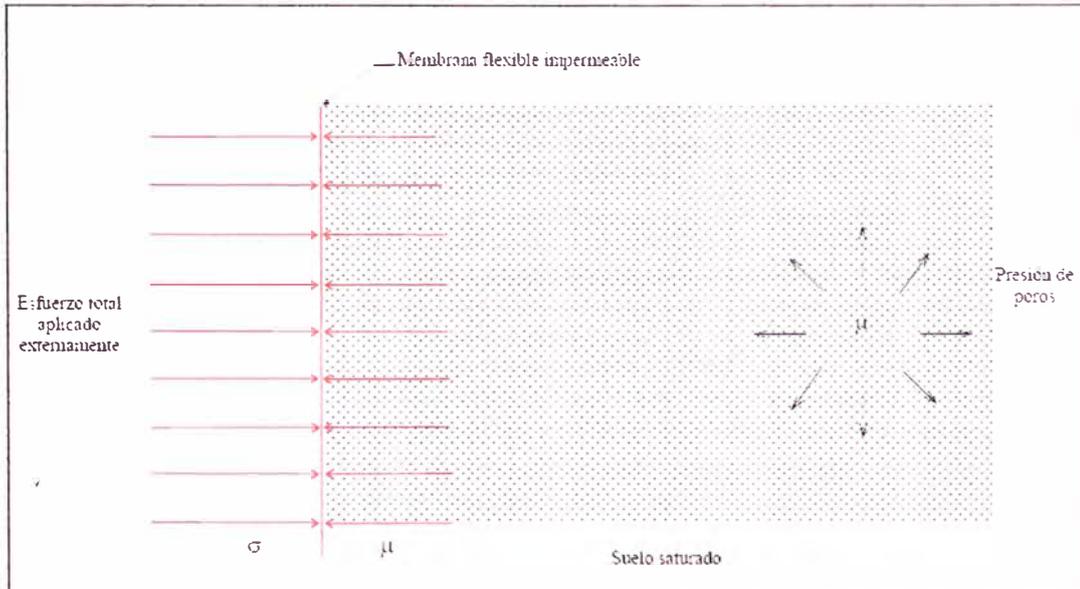


Fig. 1.3 Modelo intuitivo de suelo demostrando la naturaleza del esfuerzo efectivo

1.3 Principio de esfuerzos efectivos en suelos Secos o Saturados

El principio de los esfuerzos efectivos fue propuesto por Karl Terzaghi en 1923 y se representa en la ec. (1.2). La expresión anterior fue establecida para suelos saturados o suelos granulares secos. De acuerdo a Lambe y Whitman (1969), el principio de esfuerzos efectivos se enuncia del modo siguiente:

- a) El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poros.
- b) El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, especialmente la compresibilidad y la resistencia.

Bishop y Blight (1963) indicaron que existen dos condiciones necesarias y suficientes para que la ec. (1.2) se cumpla rigurosamente para el cambio de volumen y la resistencia de suelos saturados o secos:

- 1) Las partículas del suelo son incompresibles.
- 2) El esfuerzo de fluencia en la partícula sólida, que controla el área de contacto y la resistencia cortante intergranular, es independiente del esfuerzo de confinamiento.

Los suelos reales no satisfacen completamente estas dos condiciones, tal como fue indicado por Skempton (1961); el comportamiento mecánico de los suelos y otros materiales porosos está controlado más exactamente por un esfuerzo efectivo que es función del esfuerzo total y la presión de poros en la forma:

$$\sigma' = \sigma - k\mu \quad (1.3)$$

donde, para cambios en la resistencia cortante:

$$k = \left[1 - \frac{a \operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \theta} \right]$$

y para cambios volumétricos:

$$k = \left[1 - \frac{C_s}{C} \right]$$

donde:

a = área de contacto entre partículas por área unitaria bruta del material.

φ = ángulo de fricción intrínseca de la sustancia sólida que compone las partículas.

\emptyset = ángulo de resistencia cortante del material poroso.

C_s = compresibilidad de la sustancia sólida que compone las partículas.

C = compresibilidad del material poroso.

Para los suelos, el valor de $(tg\varphi)/(tg\emptyset)$ puede ser de 0.15 a 0.30, pero a es muy pequeña a las presiones normalmente encontradas en los problemas de ingeniería. Además, bajo estas presiones bajas, C_s/C es muy pequeña, de modo que para suelos saturados o secos, el valor de $\sigma = \sigma' + u$ para ambos casos.

Skempton (1961) ha demostrado que la ecuación (1.1) de Terzaghi no es cierta para rocas saturadas o concreto, donde el valor de C_s/C está en el orden de 0.1 a 0.5, el de $(tg\varphi)/(tg\emptyset)$ en el orden de 0.1 a 0.3 y el valor de "a" no es despreciable.

El objetivo de la presentación anterior ha sido el indicar que el parámetro k no es necesariamente el mismo para cambios en la resistencia cortante y en el volumen. Es un caso accidental que para suelos saturados y suelos secos, el valor de k es igual a 1. De cualquier modo, el valor del esfuerzo efectivo, σ' , definido por la ec. (1.1) ha demostrado ser muy importante en la interpretación del comportamiento de suelos secos o saturados.

1.4 El Principio de Esfuerzos Efectivos en Suelos Parcialmente Saturados

Un suelo parcialmente saturado es un material compuesto de tres fases; los posibles estados del suelo, aire y agua se presentan en la Fig. 1.4 (Jennings, 1961). Para los casos donde el aire en un suelo parcialmente saturado existe dentro de burbujas, puede decirse que por lo menos para el caso de cambios de resistencia cortante la ec. (1.1) se mantiene. Una situación diferente será en el caso de la Fig. 1.4 (d), donde existe un canal de aire.

En una conferencia presentada en Oslo en 1955 y después publicada en 1959, Bishop propone el principio de esfuerzos efectivos para suelos parcialmente saturados:

$$\sigma' = \sigma - [\mu_a - \varphi(\mu_a - \mu_w)] \quad (1.4)$$

Con el objeto de desarrollar la ec. (1.4), Bishop extendió la ec. (1.2) a un suelo que contiene dos fluidos en los poros a diferentes presiones:

$$\sigma' = \sigma - k_1 \mu_w - k_2 \mu_a \quad (1.5)$$

donde:

μ_w = presión de poros en el agua

μ_a = presión de poros en el aire

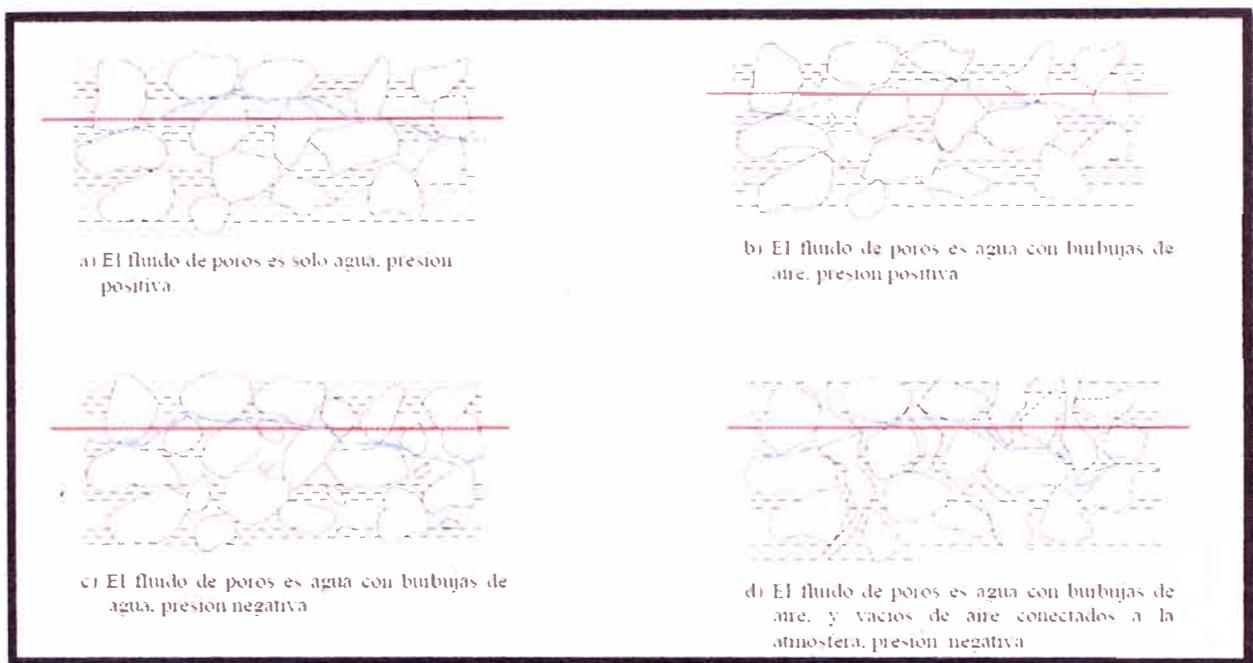


Fig 1.4 Estados de agua-aire en relación con el principio de esfuerzos efectivos (Jennings, 1961)

Dentro del rango práctico de interés, se asume que cambios iguales y simultáneos en esfuerzo total, presión de poros en el agua y presión de poros en el aire, no tendrán efecto en el volumen o la resistencia cortante (la geometría del menisco depende solamente de la diferencia $\mu_a - \mu_w$ y es independiente de la presión absoluta.).

de la ec. (1.5):

$$\Delta\sigma' = 0$$

$$\Delta\sigma = \Delta\mu_w = \Delta\mu_a$$

luego:

$$k_2 = 1 - k_1$$

si $k_1 = \phi$, la ec. (1.5) se transforma en:

$$\sigma' = \sigma - \mu_a + \phi (\mu_a - \mu_w) \quad (1.6)$$

Como fue indicado por Bishop y Donald (1961), ϕ , simboliza un parámetro que depende del grado de saturación S_r y del ciclo de humedecimiento-secado o cambio de esfuerzo a que hubiera estado sometido el espécimen

1.5 Calculo del esfuerzo efectivo

El esfuerzo efectivo requiere que se determinen separadamente el esfuerzo total y la presión de poros en suelos saturados.

Considérese una condición típica de terreno en reposo, tal como se ilustra en la Fig. 1.5.

El nivel freático se encuentra en la superficie. El esfuerzo vertical σ_v sería igual a γD , donde γ es el peso específico total del suelo. En este caso los planos vertical y horizontal son planos principales, no existiendo esfuerzos cortantes en dichos planos. En general, el esfuerzo total vertical y el horizontal no son iguales.

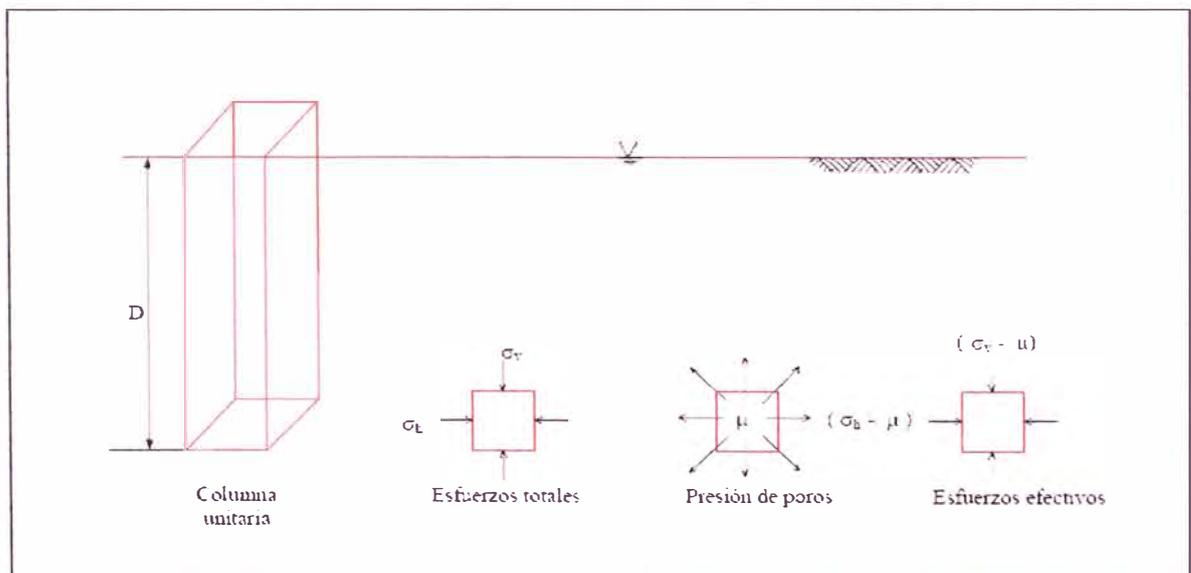


Fig. 1.5 Esfuerzos “in situ” en reposo debido al peso del suelo

La presión de poros, μ , se determina considerando una columna vertical de agua. La presencia del suelo no afecta la presión de los poros. De este modo, $\mu = \gamma_w D$, donde γ_w es el peso específico del agua, que es igual a 1 gr/cc ó 1 ton/m³.

La carga súbita de un terreno constituido por arcilla, conlleva un aumento de la presión de poros debido al retardo del flujo de agua en el material fino del subsuelo. Con el tiempo este aumento en la presión de poros ocasionado por la carga se disipará. El flujo del agua ocurre debido al gradiente hidráulico inducido por la carga, el cual a su vez es reducido por el flujo, a medida que el suelo al disminuir de volumen puede tomar más carga. Aquí se aplica la ley de retornos decrecientes y ocurre una disminución exponencial del exceso de la presión de poros inducida por la carga. Este efecto se ilustra en la Fig. 1.6.

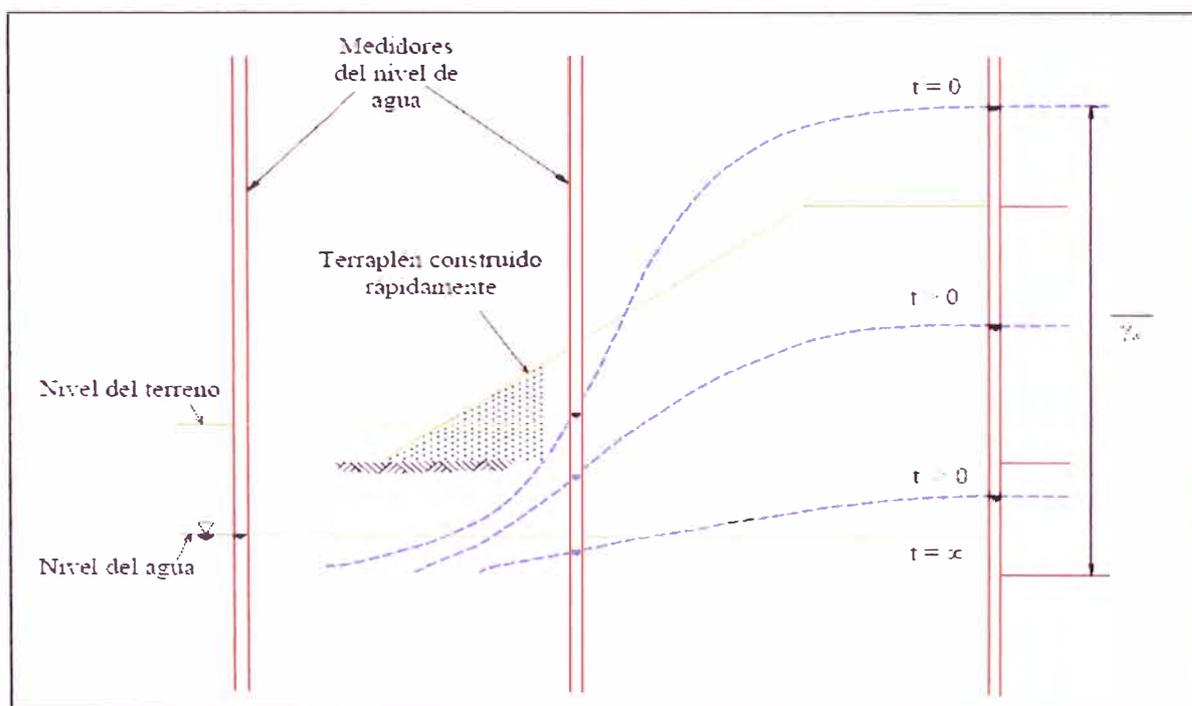


Fig. 1.6 Variación de la presión de poros en unan arcilla natural debido a carga rápida

Se muestra una distribución de presiones de poro con el tiempo (isócrona) por las alturas relativas de carga piezométrica en los medidores del nivel de agua.

En suelos reales sujetos a carga rápida, existen efectos de la deformación de la estructura del suelo a volumen constante, la compresibilidad del fluido de los poros y la dependencia de las

propiedades estructurales del esqueleto del suelo, en el valor del exceso de la presión de poros generada. El incremento de presión de poros generado es por lo tanto no sólo función del incremento de carga, sino también de las propiedades del suelo. Estas propiedades se determinan experimentalmente y se denominan parámetros de presión de poros A y B.

Considérese un incremento de carga aplicado a un elemento cilíndrico de suelo mostrado en la Fig. 1.7.

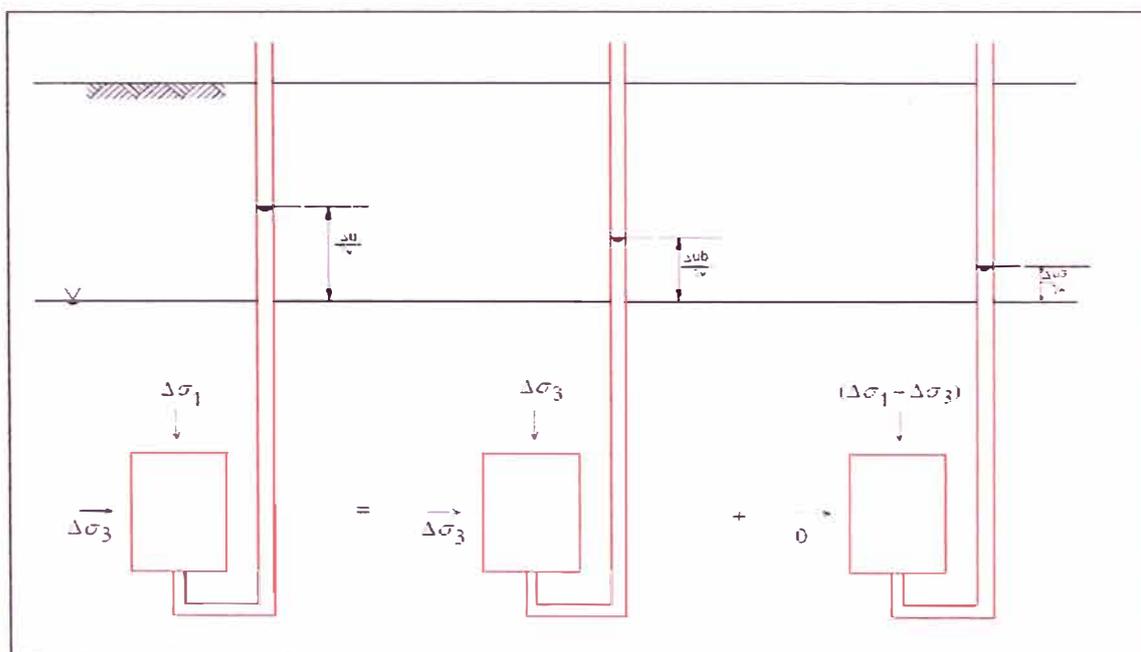


Fig. 1.7 Componentes del exceso de presión de poros generado por un aumento de carga ($\Delta\sigma_1 > \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$)

El sistema de carga de la Fig. 1.7 puede ser dividido en dos componentes: una variación isotrópica de esfuerzos $\Delta\sigma_3$, generando un exceso de presión de poros $\Delta\mu_b$, y una variación uniaxial de esfuerzos $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$, generando un exceso de presión de poros $\Delta\mu_a$.

Por el principio de superposición:

$$\Delta\mu = \Delta\mu_b + \Delta\mu_a \quad (1.7)$$

Suponiendo que el exceso de presión de poros generado por el incremento de carga es una función simple de ese incremento, se tiene:

$$\Delta\mu_b = B \Delta\sigma_3 \quad (1.8)$$

y,
$$\Delta\mu_a = \bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (1.9)$$

Donde A y B son los parámetros de presión de poros determinados experimentalmente.

De este modo, la variación total de presión de poros está constituida por dos componentes: uno que es B veces la variación isotrópica de esfuerzos, y otro que es \bar{A} veces la diferencia de esfuerzos principales.

En consecuencia:

$$\Delta\mu = B \Delta\sigma_3 + \bar{A} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (1.10)$$

Debe notarse que Skempton (1954) estableció que:

$$\Delta\mu = B [\Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \text{ esto es : } \bar{A} = A.B \quad (1.11)$$

Los parámetros de presión de poros pueden medirse en el ensayo de compresión triaxial, donde la muestra del suelo se ensaya en dos etapas. En la primera etapa la muestra se somete a un incremento isotrópico de la presión de confinamiento, y se mide el incremento de la presión de poros. En la segunda etapa la muestra se carga axialmente y se mide el incremento de la presión de poros. Para un suelo saturado $B = 1$ y $\bar{A} = A$.

1.6 Esfuerzo del sistema Geoweb

El espesor total de pavimento granular requerido con el sistema Geoweb de confinamiento celular es función de la profundidad de las celdas de Geoweb, de la distancia a la que están colocadas debajo de la carga aplicada, de la carga de rueda y la presión de las llantas, y de las propiedades del material de relleno. El esfuerzo superficial (eso es, la presión de contacto de las ruedas) se distribuye tanto vertical como horizontalmente a través de la estructura celular del Geoweb. Los esfuerzos horizontales, a su vez, son convertidos a esfuerzos de resistencia verticales a lo largo de las paredes de las celdas, reduciendo el esfuerzo vertical total directamente debajo del centro del área cargada. Se calcula el esfuerzo de resistencia total proporcionado por la estructura celular del Geoweb y se le agrega al esfuerzo máximo permisible de la subrasante para determinar el espesor total del pavimento granular requerido con el sistema Geoweb de confinamiento celular.

El primer paso consiste en seleccionar la profundidad de colocación, z_t , de la sección de Geoweb dentro de la estructura del pavimento granular. Ya que los esfuerzos verticales son mayores cerca de la superficie, se obtiene un comportamiento óptimo y una máxima reducción del espesor colocando el Geoweb tan cerca de la superficie como sea posible. Sin embargo, para proteger la parte superior de las paredes de las celdas de Geoweb, se recomienda generalmente una superficie de rodadura de agregados de 25 mm a 50 mm (1 pulg a 2 pulg).

Después de seleccionar una profundidad de colocación de prueba, calcular el esfuerzo vertical, σ_{vt} , en la parte superior de la sección de Geoweb mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{vt} = p \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_t} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

Luego, calcular el esfuerzo vertical, σ_{vb} , en la parte inferior de la sección de Geoweb. La profundidad, z_b , del fondo de la sección es igual a la profundidad z_t de la parte superior más el espesor (o profundidad) de la sección de Geoweb.

$$\sigma_{vb} = p \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{R}{z_b} \right)^2 \right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

Calcular el esfuerzo horizontal arriba, σ_{ht} , y al fondo, σ_{hb} , de la sección de Geoweb utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_h = K_a \sigma_v$$

donde K_a es el coeficiente de presión activa del suelo.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Esfuerzo horizontal en la parte superior de la sección de Geoweb, σ_{ht} :

$$\sigma_{ht} = K_a \sigma_{vt}$$

Esfuerzo horizontal en la parte inferior de la sección de Geoweb, σ_{hb} :

$$\sigma_{hb} = K_a \sigma_{vb}$$

Determinar luego el esfuerzo horizontal promedio sobre las paredes de las celdas de Geoweb, de la siguiente manera:

$$\sigma_{avge} = \frac{(\sigma_{ht} + \sigma_{hb})}{2}$$

Luego, calcular la reducción del esfuerzo, σ_r , directamente debajo del centro del área cargada producida por la transferencia de esfuerzo a las paredes de las celdas de Geoweb, utilizando la siguiente ecuación:

$$\sigma_r = 2 \left(\frac{H}{D} \right) \sigma_{avge} \tan \delta$$

Donde

H : Profundidad de celda de Geoweb en mm (pulg)

D : Diámetro efectivo de las celdas Geoweb = 190 mm (7.5 pulg)

δ : Angulo de resistencia al corte entre el material granular de relleno y las paredes de las celdas de Geoweb.

$\delta = r\Phi$ (obtener los datos de ensayo o estimar r con la Tabla 1)

Determinar el esfuerzo permisible de diseño, q_G , sobre la subrasante con el sistema Geoweb de confinamiento celular, utilizando la siguiente ecuación:

$$q_G = q_a + \sigma_r$$

Determinar el espesor total requerido para el pavimento granular, z_G , con el sistema Geoweb de confinamiento celular.

$$z_G = \frac{R}{\sqrt{\left(1 - \frac{q_G}{p}\right)^{2/3} - 1}}$$

Si el espesor total requerido es mayor que el espesor de la capa superficial (eso es, espesor hasta la parte superior de la sección de Geoweb, más el espesor de la sección de Geoweb), entonces se requiere de una capa de sub-base. El espesor de esta capa de sub-base debe ser igual al espesor total requerido menos el espesor de la capa superficial y el de la sección de Geoweb.

Tabla N°1 Relación máxima de Angulo de Fricción recomendada

Material de Relleno Granular	Tipo de Pared de Celda	$r = \delta/\phi$
Arena Gruesa / Grava	Lisa	0.71
	Texturizada	0.88
	Texturizada / Perforada	0.90
Arena Silicica #40	Lisa	0.78
	Texturizada	0.90
	Texturizada / Perforada	0.90
Piedra Chancada	Lisa	0.72
	Texturizada	0.72
	Texturizada / Perforada	0.83

CAPITULO II

ESFUERZOS DEBIDOS AL PROPIO PESO

2.1 Esfuerzos debidos al propio peso

El esfuerzo vertical que existe en una masa de suelo debido solamente a su propio peso se denomina esfuerzo de sobrecarga.

La figura 2.1 muestra un depósito homogéneo de suelo con una superficie horizontal. Para estas condiciones el esfuerzo cortante en todos los planos verticales es cero, y por tanto los esfuerzos vertical y horizontal son esfuerzos principales.

El esfuerzo vertical total σ_v (o presión de sobrecarga total) en cualquier punto es simplemente el esfuerzo que resulta del peso de todo el material por encima del punto. Así, considerando el plano horizontal XX de área A, a una profundidad z, el peso total de la columna vertical de suelo por encima de XX esta dada por:

$$W = \rho g(z-z_w) A + \rho_s g z_w A$$

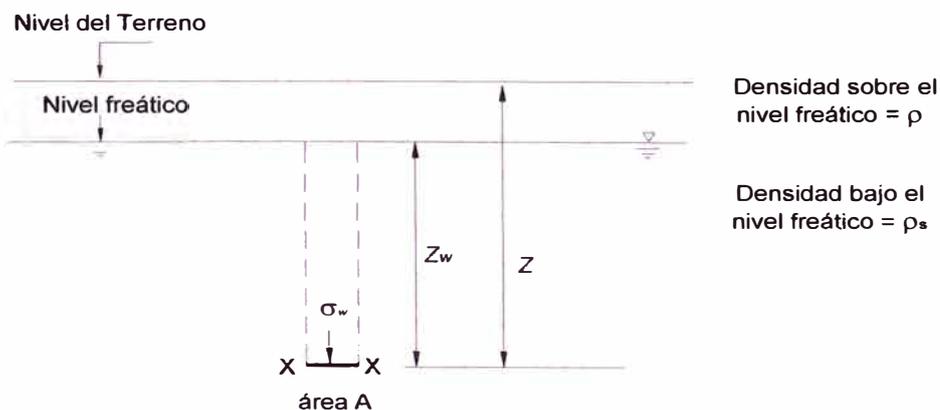


Fig. 2.1 Depósito homogéneo de suelo con una superficie horizontal

Donde ρ es la densidad del suelo, ρ_s es la densidad saturada, y g es la aceleración de la gravedad. Entonces, el esfuerzo vertical total σ_v sobre XX definido como W/A , está dado por:

$$\sigma_v = \rho g (z - z_w) + \rho_s g z_w \quad (2.1)$$

Con la densidad en Mg/m³, g = 9.81m/s², y la profundidad en metros, σ_v tiene unidades de kN/m².

La presión intersticial (u) en cualquier punto de la masa de suelo tendrá un valor de equilibrio compatible con las condiciones de frontera hidráulicas existentes en la masa de suelo. Las condiciones más simples son aquellas en las que el nivel de aguas subterráneas es estático (como se considera aquí), en cuyo caso las presiones intersticiales se denominan presiones hidrostáticas. Al ser una presión de fluido la presión intersticial en cualquier punto es la misma en todas las direcciones, y por tanto no hay necesidad de atribuirle un sufijo direccional. Así en la figura 2.1, la presión intersticial hidrostática en XX a una profundidad z_w por debajo del nivel freático está dada por

$$u = \rho_w g z_w \quad (2.2)$$

El esfuerzo vertical efectivo asociado (o presión de sobrecarga efectiva) sobre XX se obtiene a partir del principio de esfuerzos efectivos utilizando la ecuación (1.2) en la forma siguiente

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (2.3)$$

Entonces, sustituyendo σ_v y u en las ecuaciones (2.1) y (2.2)

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= [\rho g (z - z_w) + \rho_s g z_w] - \rho_w g z_w \\ &= \rho g (z - z_w) + (\rho_s - \rho_w) g z_w \end{aligned}$$

A partir de la ecuación $\rho' = (\rho_s - \rho_w)$, se define la densidad efectiva ρ' , y por tanto se obtiene.

$$\sigma'_v = \rho g (z - z_w) + \rho' g z_w \quad (2.4)$$

Bajo condiciones hidrostáticas, la presión efectiva de sobrecarga en una masa de suelo es función de la densidad total del suelo que se encuentra por encima del punto considerado sobre el nivel freático y de la densidad efectiva del suelo que se encuentre por encima del punto considerado bajo el nivel freático.

El esfuerzo horizontal en un punto de la masa de suelo está fuertemente determinado por la historia de esfuerzos del depósito, y como tal no puede calcularse de una manera simple como los esfuerzos de sobrecarga.

2.2 Esfuerzos en un punto de una masa de suelo

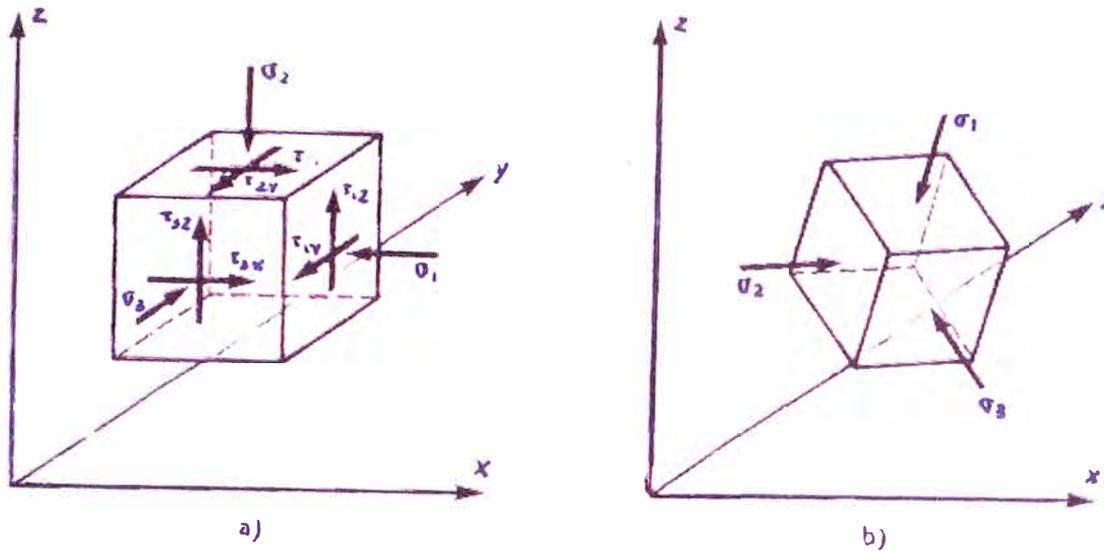


Fig.2.2. a) Estado general de esfuerzos en un elemento de suelo, b) esfuerzos principales

En la figura 2.2a) se muestra el estado general de esfuerzos totales en un elemento dentro de una masa de suelo. El estado de esfuerzos que resulta en cada cara se caracteriza por una componente de esfuerzo normal σ y dos componentes de esfuerzo cortante τ , cada una de las cuales se identifica con un sufijo direccional relacionado con las tres direcciones de referencia x,y,z.

Sin embargo, para este estado de esfuerzos debe existir en el elemento un conjunto de tres planos mutuamente perpendiculares sobre los cuales el esfuerzo resultante es normal, con los componentes de esfuerzos cortantes nulos. Estos son los planos principales, y los esfuerzos normales asociados son los esfuerzos principales. En orden de magnitud descendente tenemos el esfuerzo principal mayor σ_1 que actúa sobre el plano principal mayor, el esfuerzo principal intermedio σ_2 que actúa sobre el plano principal intermedio, y el esfuerzo principal menor σ_3 que actúa sobre el plano principal menor. En la figura 2.2b) se representa el estado de esfuerzos del elementos cuando las caras del elemento están orientadas en las direcciones de los planos principales.

Si el elemento se toma de tamaño infinitesimal, los esfuerzos que se muestran en la Figura 2.2 en las caras del elemento pueden tomarse para describir los esfuerzos que actúan sobre planos diferentes en un punto de la masa de suelo.

2.3 Análisis bidimensional de esfuerzos (Circulo de Mohr de esfuerzos)

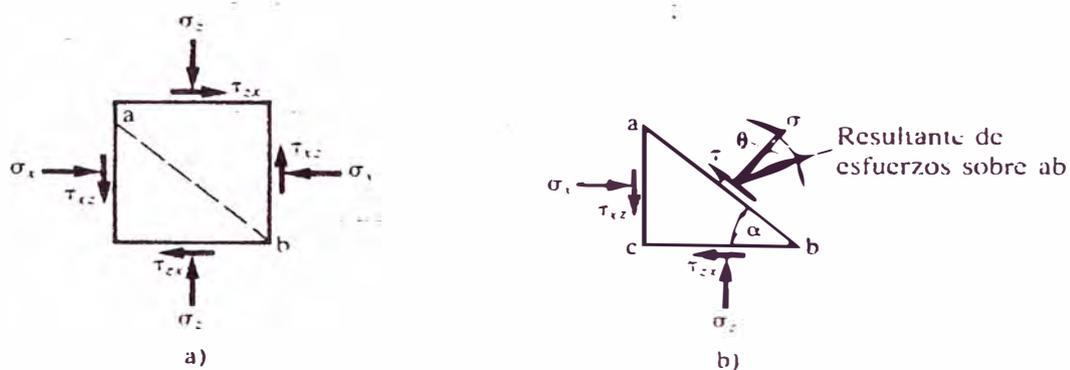


Fig. 2.3. a) y b) Estados de esfuerzos bidimensional en un elemento de suelo

En la figura 2,3 a) se muestra el estado bidimensional de esfuerzos sobre un elemento de suelo. Para analizar las condiciones de esfuerzos en el elemento, debe considerarse equilibrio del prisma “abc” de la Figura 2,3b) Sean σ y τ las componentes normal y cortante del esfuerzo que actúa sobre el plano ab. Sea la longitud l de ab. Entonces:

Resolviendo las fuerzas normales a ab

$$\sigma l = \sigma_x l \sin \alpha \cos \alpha + \sigma_z l \cos \alpha \sin \alpha - \tau_{xz} l \cos \alpha \cos \alpha - \tau_{xz} l \sin \alpha \sin \alpha$$

Ahora $\tau_{xz} = \tau_{xz}$ (esfuerzos cortantes complementarios) y por tanto

$$\begin{aligned} \sigma &= \sigma_x \sin^2 \alpha + \sigma_z \cos^2 \alpha - \tau_{xz} \sin 2\alpha \\ \sigma &= \frac{1}{2} \sigma_x (1 - \cos 2\alpha) + \frac{1}{2} \sigma_z (1 + \cos 2\alpha) - \tau_{xz} \sin 2\alpha \\ \sigma &= \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_z) - \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_z) \cos 2\alpha - \tau_{xz} \sin 2\alpha \end{aligned} \quad (2,5)$$

$$y, \left[\sigma - \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_z) \right]^2 = \left[\frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_z) \cos 2\alpha + \tau_{xz} \sin 2\alpha \right]^2 \quad (2,6)$$

Resolviendo las fuerzas paralelas a ab

$$\tau l = \sigma_x l \sin \alpha \cos \alpha - \sigma_z l \cos \alpha \sin \alpha + \tau_{zx} l \cos \alpha \cos \alpha$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) \sin 2\alpha - \tau_{zx} \cos 2\alpha \quad (2.7)$$

$$\tau^2 = \left[\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) \sin 2\alpha - \tau_{zx} \cos 2\alpha \right]^2 \quad (2.8)$$

Sumando las ecuaciones (2.6) y (2.8)

$$\left[\sigma - \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) \right]^2 + \tau^2 = \left[\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) \right]^2 + \tau_{zx}^2 \quad (2.9)$$

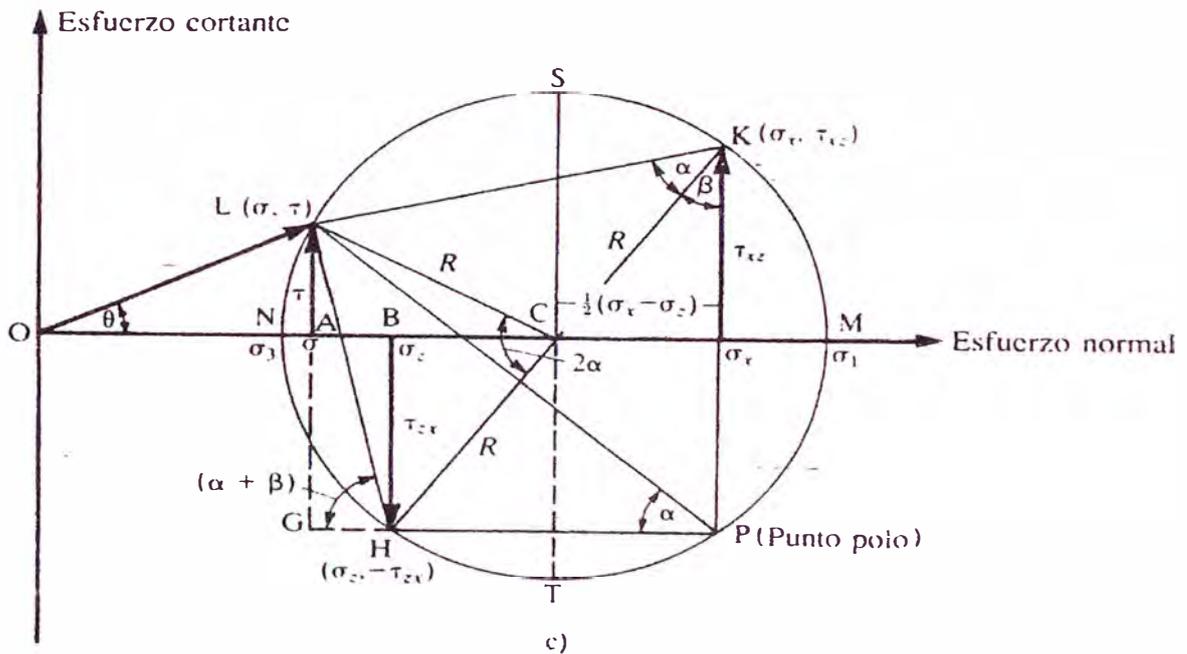


Fig. 2.3. c) Diagrama de Mohr y círculo de Mohr de Esfuerzos

Una gráfica de esfuerzo cortante τ en función del esfuerzo normal σ se

define mediante un círculo de radio $R = \sqrt{\left[\frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z) \right]^2 + \tau_{zx}^2}$ con su centro

sobre el eje σ en $\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z)$. Esto se ilustra en la figura 2.3c, con la convención de signos tal que los esfuerzos normales de compresión y los esfuerzos cortantes en sentido contrario a las manecillas del reloj son positivos. La gráfica del esfuerzo cortante en función del esfuerzo normal se denomina diagrama de Mohr, y el círculo, círculo de Mohr de esfuerzos.

Sobre la circunferencia de todo círculo de Mohr existe un punto denominado polo, que tiene una característica única:

Una línea trazada a partir del polo paralela a un plano dado en el suelo cortará el círculo en un punto cuyas coordenadas corresponden a las componentes normal y cortante del esfuerzo en ese plano.

Existe una relación entre i) el estado de esfuerzos en cualquier plano de un elemento de suelo, ii) la dirección de dicho plano, y iii) la posición del polo. Si se conocen dos de ellos, el tercero se obtendrá con una construcción simple en el círculo de Mohr. Por ejemplo, en la figura 2.3c) el punto H tiene las coordenadas $(\sigma_z - \tau_{zx})$ que definen el estado de esfuerzo en el plano "cb" del elemento de suelo, y el punto K tiene las coordenadas $(\sigma_x - \tau_{xz})$ que definen el estado de esfuerzo en "ac". Por tanto, el polo P se encuentra trazando una línea que pase por H paralela al plano "cb" del elemento (o una línea que pase por K paralela a "ac") la cual corta el círculo en el punto P. Una línea que pase por P paralela al plano ab del elemento corta el círculo en el punto L, cuyas coordenadas deben ser (σ, τ)

La validez de esta construcción puede verificarse a partir de la geometría del círculo de Mohr, en la figura 2.3c. Al aplicarle al triángulo LHC la regla de los cosenos, se obtiene:

$$LH = 2R \operatorname{sen} \alpha$$

$$\text{También} \quad \angle LHG = \alpha + \beta \}$$

$$AB - GH = LH \cos (\alpha + \beta)$$

$$\text{Entonces} \quad OA - OB - AB = OB - LH \cos (\alpha + \beta)$$

$$\sigma = \sigma_z - 2R \operatorname{sen} \alpha [\cos \alpha \cos \beta - \operatorname{sen} \alpha \operatorname{sen} \beta]$$

$$\sigma = \sigma_z - 2R \operatorname{sen} \alpha \left[\cos \alpha \frac{\tau_{xz}}{R} - \operatorname{sen} \alpha \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_z) \right]$$

Con lo cual

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_z) - \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_z) \cos 2\alpha - \tau_{xz} \operatorname{sen} 2\alpha \quad (2.5 \text{ bis})$$

Que confirma la ecuación 2.5

También: $LG = LH = \operatorname{sen} (\alpha + \beta)$

$$\tau + \tau_{xz} = 2R \operatorname{sen} \alpha [\operatorname{sen} \alpha \cos \beta + \cos \alpha \operatorname{sen} \beta]$$

$$\tau = 2R \operatorname{sen} \alpha \left[\operatorname{sen} \alpha \frac{\tau_{xz}}{R} + \cos \alpha \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_z) \right] - \tau_{xz}$$

Con lo cual

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_z) \operatorname{sen} 2\alpha - \tau_{xz} \cos 2\alpha \quad (2.7 \text{ bis})$$

Por consiguiente, las coordenadas del punto L son σ y τ , que representan los componentes normal y cortante del esfuerzo sobre el plano ab. Así, el esfuerzo resultante sobre ab, que actúa con una inclinación θ medida en el sentido de las manecillas del reloj a partir de la dirección normal; en la figura 2.3b, se representa sobre el diagrama de Mohr por el vector OL trazado con un ángulo θ en el sentido contrario a las manecillas del reloj a partir del eje de esfuerzo normal.

Por definición, los planos principales son planos de esfuerzo cortante nulo y, por tanto deben representarse con los puntos donde el círculo corta el eje del esfuerzo normal. Entonces el punto M de la figura 2.3c representa el esfuerzo principal mayor σ_1 que actúa sobre el plano principal mayor, y el punto N, el esfuerzo principal menor σ_3 que actúa sobre el plano principal menor. El ángulo subtendido en el polo es igual al 90° y, por tanto, los planos principales forman el ángulo recto entre sí. De igual modo, los valores máximos del esfuerzo cortante se representan con los puntos S y T y se

corresponden con un esfuerzo normal de magnitud $\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)$. Nótese que los planos de esfuerzo cortante máximo forman un ángulo de 45° con los planos principales.

El círculo de Mohr de esfuerzos es, por tanto, una herramienta muy útil para el análisis de esfuerzos bidimensionales. Además, al considerar el elemento de suelo de la figura 2.3a de un tamaño infinitesimal, puede utilizarse un círculo de Mohr para representar las condiciones de esfuerzo en un punto particular de la masa de suelo, en el que cada punto de la circunferencia del círculo representa las componentes del esfuerzo sobre planos diferentes alrededor del punto.

Aunque aquí se han ilustrado los esfuerzos totales de un suelo, el concepto del círculo de Mohr se aplica igualmente al análisis bidimensional de esfuerzos efectivos. Esto puede hacerse a partir del trazado de círculos de Mohr de esfuerzos efectivos sobre un diagrama de Mohr de esfuerzo cortante en función del esfuerzo normal efectivo.

2.4 Carga puntual vertical

El comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales reales rara vez es simple, y en el caso de los suelos ingenieriles frecuentemente es muy complejo. Para ilustrarlo, nos referimos a la figura 2.4 y comparamos las relaciones esfuerzo-deformación para un número de materiales ideales con la de un suelo real.

Sin embargo, dentro del contexto de la búsqueda de los esfuerzos y deformaciones en una masa de suelo, pueden identificarse dos categorías de problemas de ingeniería. Los problemas de estabilidad, que se analizan considerando el equilibrio límite de una masa de suelo que esta en estado de falla por cortante a lo largo de una superficie de deslizamiento potencial.

La segunda categoría la constituyen los problemas de distribución de esfuerzos y de deformaciones, en los que el interés está centrado en la predicción de esfuerzos y deformaciones (por lo general, asentamientos) en el suelo cuando los niveles de esfuerzos se restringen a un rango de trabajo muy por debajo del valor de falla y dentro de la parte inicial, aproximadamente lineal, de la curva esfuerzo-deformación. Para estas condiciones se supone que el suelo se encuentra en un estado de equilibrio elástico y las distribuciones de esfuerzos y las deformaciones se determinan bajo el supuesto de que el suelo se comporta como un material homogéneo, isotrópico y linealmente elástico, cuyas propiedades se definen en el módulo de elasticidad, E y la relación de Poisson, ν .

Muchas de las soluciones obtenidas para las distribuciones de esfuerzos se derivan de los trabajos de Boussinesq, quien desarrolló expresiones matemáticas para obtener el incremento de esfuerzo en una masa semifinita de suelo debido a la aparición de una carga puntual en su superficie.

Las expresiones de Boussinesq se han integrado para obtener soluciones para áreas cargadas y se han modificado para tomar en cuenta estratos de suelo de espesor finito, sistemas de varios estratos y aplicación de cargas por debajo de la superficie de la masa de suelo.

Las condiciones complejas de carga con frecuencia pueden tratarse como una combinación de dos o más de estos casos simples de carga, y su solución puede obtenerse aplicando el principio de superposición

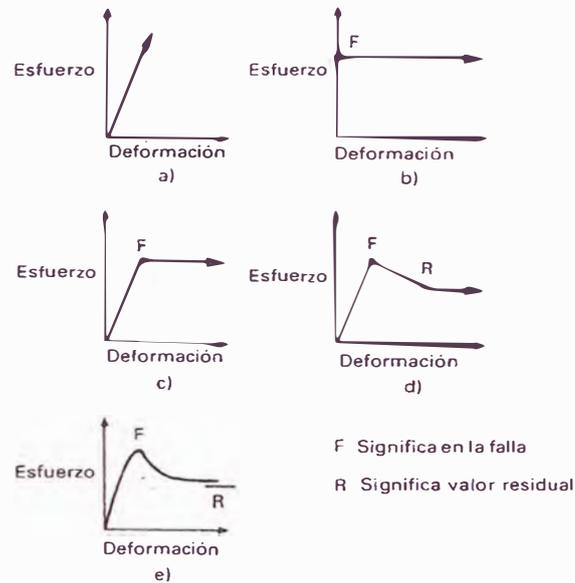


Fig. 2.4 Relaciones esfuerzo deformación de materiales ideales a) elástico, b) plástico rígido, c) elastoplástico, d) elastoplástico con ablandamiento, e) relación esfuerzo-deformación típica de un material real.

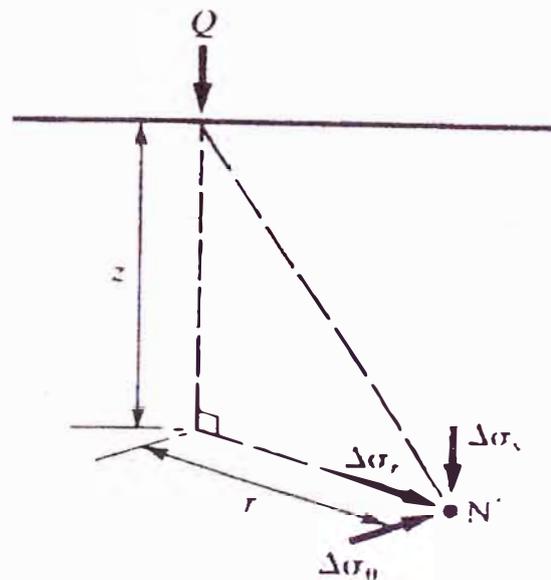


Fig. 2.4a) Esfuerzos en un punto N en una masa semiinfinita

Con referencia en la Figura 2.4a), las expresiones de Boussinesq para el incremento de esfuerzo en el punto N en una masa semiinfinita de suelo debido a la aplicación de una carga puntual Q en la superficie, están dados por:

$$\Delta\sigma_v = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (2.10a)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{Q}{2\pi} \left[\frac{3r^2 z}{(r^2 + z^2)^{5/2}} - \frac{1 - 2\nu}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right] \quad (2.10b)$$

$$\Delta\sigma_\theta = \frac{Q}{2\pi} (1 - 2\nu) \left[\frac{z}{(r^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1 - 2\nu}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right] \quad (2.10c)$$

$$\Delta\sigma_{rz} = \frac{3Q}{2\pi} \frac{rz^2}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (2.10d)$$

2.5 Carga lineal vertical de longitud infinita

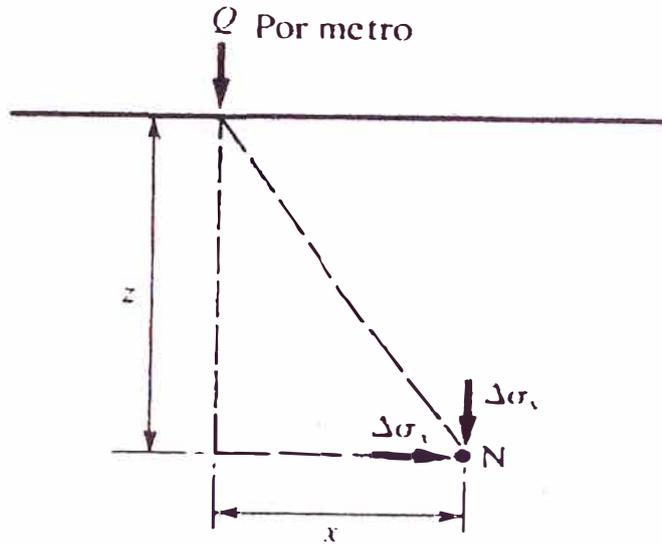


Fig. 2.5 Esfuerzos en un punto N en una masa debidos a una carga lineal

Con referencia a la figura 2.5, los incrementos de esfuerzo en N debidos a la aplicación de una carga lineal de \$Q\$ por metro, son:

$$\Delta\sigma_v = \frac{2Q}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} \quad (2.11a)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{2Q}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2} \quad (2.11.b)$$

$$\Delta\sigma_{xz} = \frac{2Q}{\pi} \frac{xz^2}{(x^2 + z^2)^2} \quad (2.11c)$$

2.6 Carga uniformemente distribuida sobre una franja infinita.

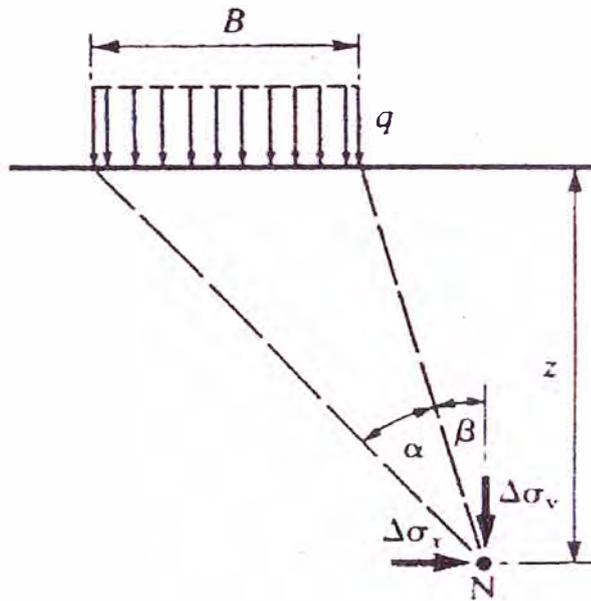


Fig. 2.6 Incrementos de esfuerzos en un punto N, producido por una presión uniforme

Los incrementos de esfuerzos en el punto N producidos por una presión uniforme q que actúa sobre una franja infinitamente larga de ancho B con referencia a la figura 2.6, son los siguientes:

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha + \text{sen}\alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \quad (2.12a)$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha - \text{sen}\alpha \cos(\alpha + 2\beta)] \quad (2.12b)$$

$$\Delta\sigma_{xz} = \frac{q}{\pi} \text{sen}\alpha \text{sen}(\alpha + 2\beta) \quad (2.12c)$$

2.7 Carga con distribución triangular sobre una franja infinita

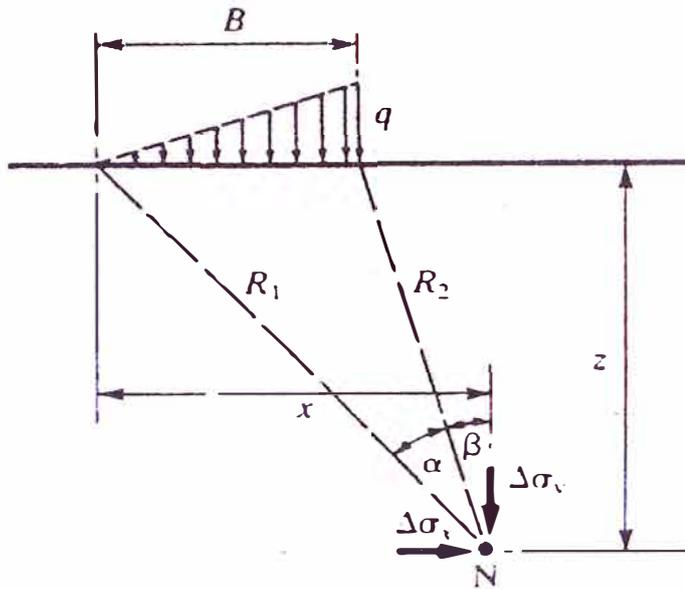


Fig. 2.7 Incrementos de esfuerzos en un punto N, a través del ancho de una franja

Cuando el esfuerzo aplicado se incrementa linealmente a través del ancho de la franja, lo cual conduce a una distribución triangular, como se muestra en la figura 2.7, los incrementos de esfuerzo en el punto N están dados por:

$$\Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} \left[\frac{x}{B} \alpha - \frac{1}{2} \text{sen} 2\beta \right] \quad (2.13a)$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{q}{\pi} \left[\frac{x}{B} \alpha - \frac{z}{b} \ln \frac{R \frac{2}{1}}{R \frac{2}{2}} + \frac{1}{2} \text{sen} 2\beta \right] \quad (2.13b)$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{q}{2\pi} \left[1 + \cos 2\beta - \frac{2z}{B} \alpha \right] \quad (2.13c)$$

2.8 Carga uniformemente distribuida sobre un área rectangular.

En este caso se presenta la solución para el incremento de esfuerzo vertical total en un punto N debajo de una esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada. La solución puede expresarse en la forma:

$$\Delta\sigma_v = qI_\sigma \quad (2.14)$$

Donde I_σ es un factor de influencia de esfuerzo que depende de la longitud L y del ancho B del área rectangular y de la profundidad del área rectangular y de la profundidad z del punto N. Los valores de I_σ expresados en función de los parámetros $m=B/z$ y $n=L/z$ se presentan en la figura 2.8, según Fadum (1948)

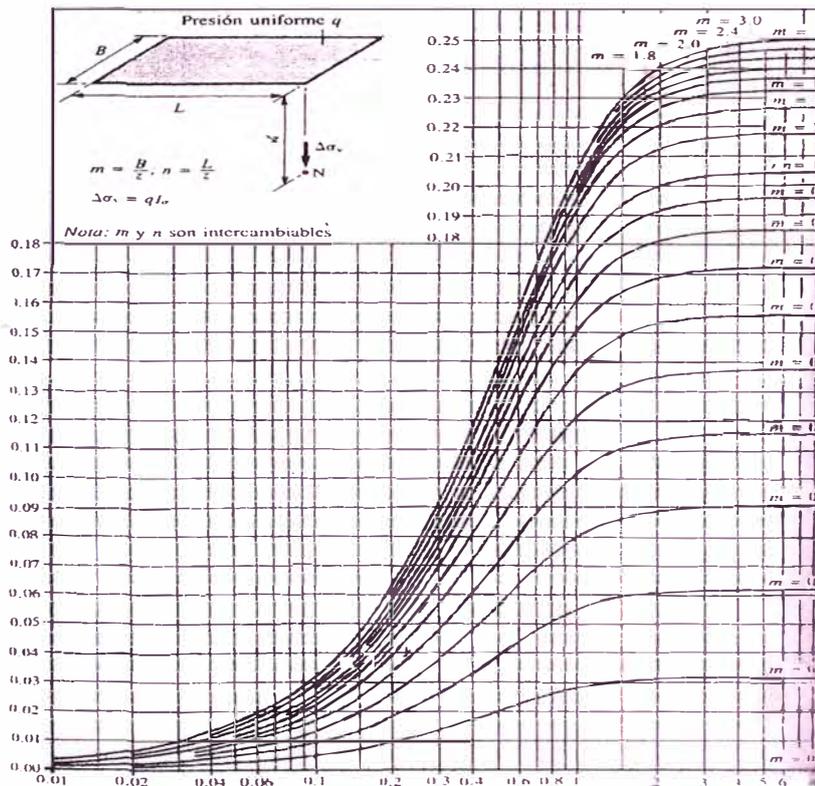


Fig. 2.8 Valores del factor de influencia I_σ para calcular el incremento de esfuerzo vertical total $\Delta\sigma_v$ bajo la esquina de un área rectangular uniformemente cargada.

El mérito de presentar una solución para un punto esquinero radica en que por simple superposición $\Delta\sigma_v$ puede calcularse con facilidad para calcular punto en la masa de suelo debido a cualquier área uniformemente cargada que pueda subdividirse en rectángulos. Por ejemplo, por debajo del punto X en la figura 2.9a , el incremento en esfuerzo debido al área cargada L x B se calcula a partir de:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_{v(\text{área1})} + \Delta\sigma_{v(\text{área2})} + \Delta\sigma_{v(\text{área3})} + \Delta\sigma_{v(\text{área4})}$$

De igual manera, por debajo del punto Y en la figura 2.9b, el incremento de esfuerzo debido a la aplicación de una carga sobre el área sombreada se calcula a partir de:

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_{v(\text{área}abxb)} - \Delta\sigma_{v(\text{área}aaxa)}$$

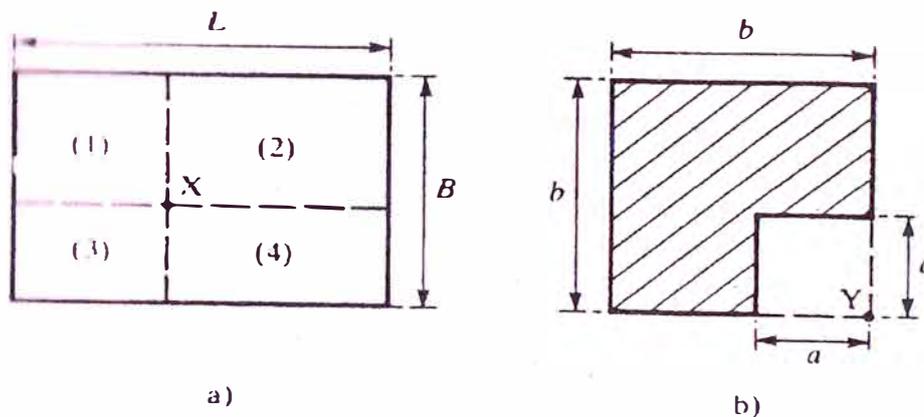


Fig. 2.9 a) Incrementos de esfuerzo debido al área cargada L x B; b) Incrementos de esfuerzo debido a aplicación de carga sobre el área sombreada

2.9 Carga uniformemente distribuida sobre un área circular.

El incremento de esfuerzo vertical total a una profundidad z bajo el centro de un área circular flexible en radio R cargada con una presión uniforme q está dado por:

$$\Delta\sigma_v = q \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + (R/z)^2} \right]^{3/2} \right\} \quad (2.15)$$

Sin embargo, para puntos diferentes de los situados bajo el centro de carga, las soluciones tienen una forma extremadamente complicada (Harr, 1966) y por lo general se presentan en forma gráfica (Foster y Ahlvin, 1954) o en tablas (Ahlvin y Ulery, 1962). En el punto N de la figura 2.10, puede escribirse el incremento en el esfuerzo vertical total como:

$$\Delta\sigma_v = ql_\sigma$$

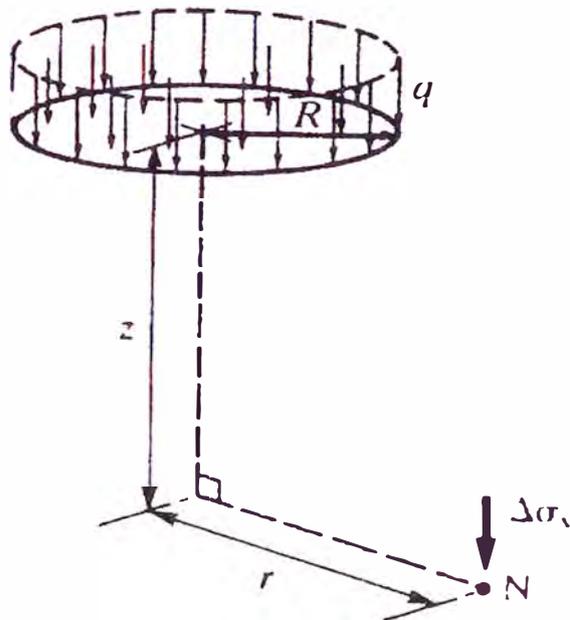


Fig. 2.10 Incrementos de esfuerzo en un punto N debido a una carga uniformemente distribuida sobre un área circular

Donde el factor de influencia I_σ depende de R , z y r , los valores de I_σ en función de los parámetros z/R y r/R se obtienen a partir de la figura 2.11 (según Foster y Ahlvin, 1954)

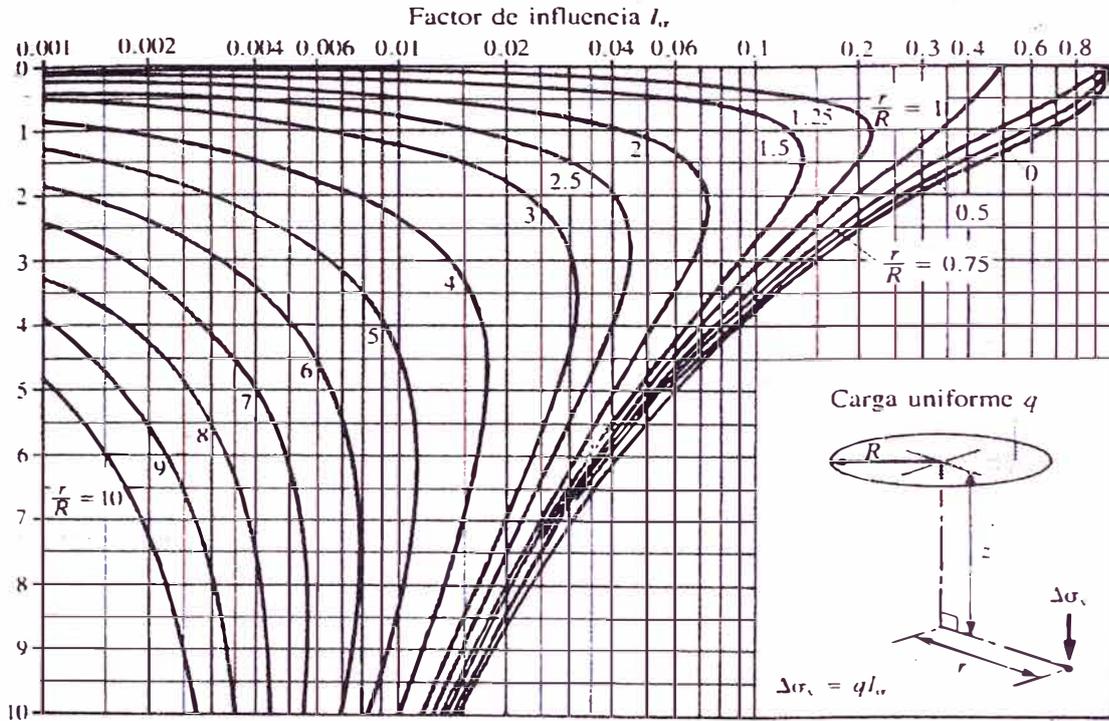


Fig. 2.11 Valores del factor de influencia de I_σ para calcular el incremento de esfuerzo vertical total $\Delta\sigma_v$ bajo un área circular uniformemente cargada. (Según Foster y Ahlvin, 1954).

2.10 Diagrama de influencia de Newmark

Newmark propuso un procedimiento gráfico para determinar el incremento de esfuerzo vertical total bajo cualquier área de forma flexible uniformemente cargada.

El gráfico de Newmark, que se muestra en la figura 2.11, consta de un número de áreas de influencia creadas por la intersección de una serie de círculos concéntricos con líneas que parten del origen en sentido radial. El gráfico está construido de tal manera que cuando cada área de influencia se carga con una presión uniforme q se obtiene el mismo incremento de esfuerzo vertical total a una profundidad AB por debajo del origen de la gráfica. Por tanto, si en este caso el número total de áreas de influencia en la gráfica es 200, cada una representará un cambio de esfuerzo de $0.005 q$; de esta manera se define un valor de influencia I que para este gráfico es $0,005$.

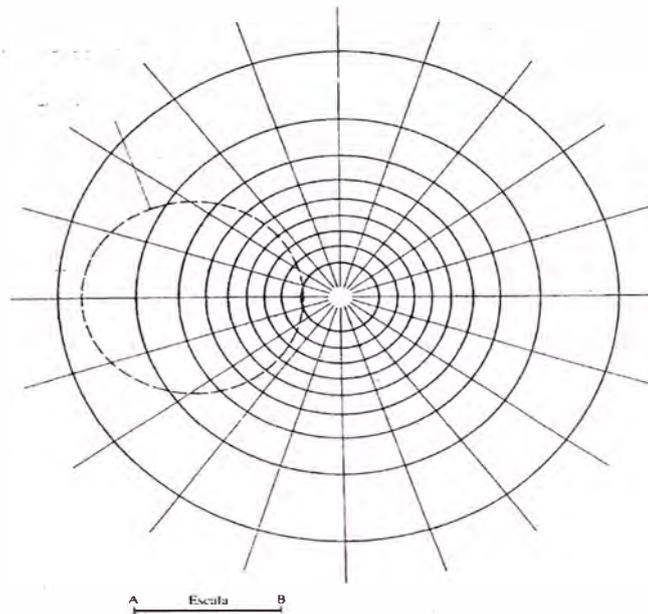


Fig. 2.12 Grafico de influencia de Newmark para el calculo del incremento de esfuerzo vertical total $\Delta\sigma_v$ bajo un área uniformemente cargada

Para utilizar el gráfico se dibuja el contorno del área cargada a una escala compatible con la del gráfico; esta escala debe ser tal que la longitud de la línea de escala AB sobre el gráfico corresponda a la profundidad z a la cual se quiere encontrar el incremento de esfuerzo. El contorno a escala se localiza de manera tal que el punto bajo el cual se quiere encontrar el esfuerzo quede directamente sobre el origen del gráfico. El número de áreas de influencia al interior del contorno se calcula y se denomina n . El incremento en el esfuerzo vertical total se obtiene entonces así:

$$\Delta\sigma_v = gIn \quad (2.16)$$

Desplazando el contorno a escala alrededor del gráfico, puede determinarse $\Delta\sigma_v$ en todos los puntos del suelo a la profundidad z . Para calcular $\Delta\sigma_v$ a cualquier otra profundidad, el proceso se repite con el contorno dibujado a otra escala.

El gráfico de Newmark es particularmente útil para áreas cargadas de forma irregular y como método adicional para evaluar esfuerzos debajo de áreas circulares cargadas.

2.11 Cálculo aproximado del incremento del esfuerzo vertical.

Para áreas circulares o rectangulares uniformemente cargadas, puede hacerse un cálculo aproximado del incremento de esfuerzo vertical total suponiendo que la carga aplicada se distribuye dentro de un cono truncado o una pirámide truncada formados por lados con pendiente de 2 en la vertical y 1 en la horizontal como se ilustra la figura 2.13. Por ejemplo, si el área cargada es un rectángulo de longitud L y ancho B, el incremento promedio en el esfuerzo vertical total a una profundidad z estará dado aproximadamente por:

$$\Delta\sigma_v = \frac{qLB}{(L+z)(B+z)} \tag{2.17}$$

Cualquier área cargada puede considerarse como un número discreto de subárea que contribuyen cada una carga puntual aplicada sobre la superficie del suelo en su punto central.

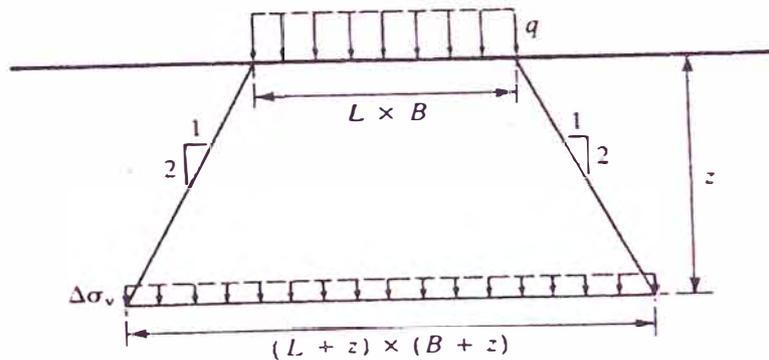


Fig. 2.13 Método aproximado para calcular el incremento promedio de esfuerzo vertical total bajo un área uniformemente cargada

El incremento de esfuerzo debido al área completa se obtiene entonces utilizando la ecuación de Boussinesq correspondiente a una carga puntual y el principio de superposición. Si la profundidad a la que se va a encontrar el esfuerzo es por lo menos tres veces el ancho escogido para las sub áreas, sólo se presentarán pequeñas inexactitudes. En realidad, con la disponibilidad de los computadores, considerar un número suficiente de sub áreas para asegurar precisión en los cálculos es algo simple, caso en el cual la aproximación será más conveniente que una basada en el uso de gráficos o tablas de factores de influencia.

2.11.1 Bulbos de esfuerzo

Las soluciones presentadas en los literales a) hasta g) pueden utilizarse para obtener las líneas de igual incremento de esfuerzo en una masa de suelo producido por una carga aplicada en su superficie. Por ejemplo, en la figura 2.14a) se muestran las líneas de igual incremento del esfuerzo vertical total expresado como una fracción de la presión aplicada q en una franja infinitamente larga;

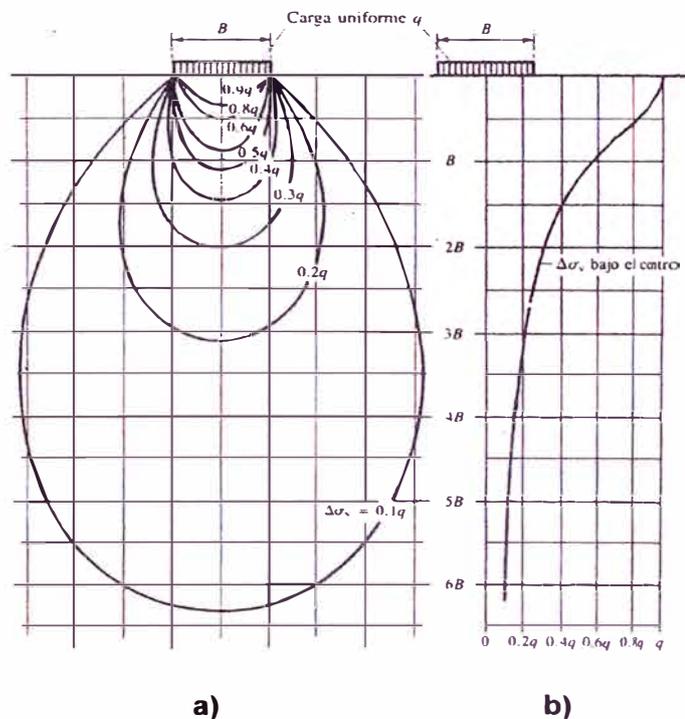


Fig. 2.14 Franja infinita con carga uniformemente distribuida: a) Líneas de igual incremento de esfuerzo vertical total, b) Incremento del esfuerzo vertical total bajo el centro.

y en la figura 2.15a) se muestra una sección transversal en la línea central de un área cuadrada. Las líneas forman lo que se denomina bulbos de esfuerzo del área cargada, y dan una representación visual útil de la manera como el incremento de esfuerzo se distribuye a través de la masa de suelo. Se ve, por ejemplo, que para cualquier profundidad el mayor incremento de esfuerzo tiene lugar debajo del centro.

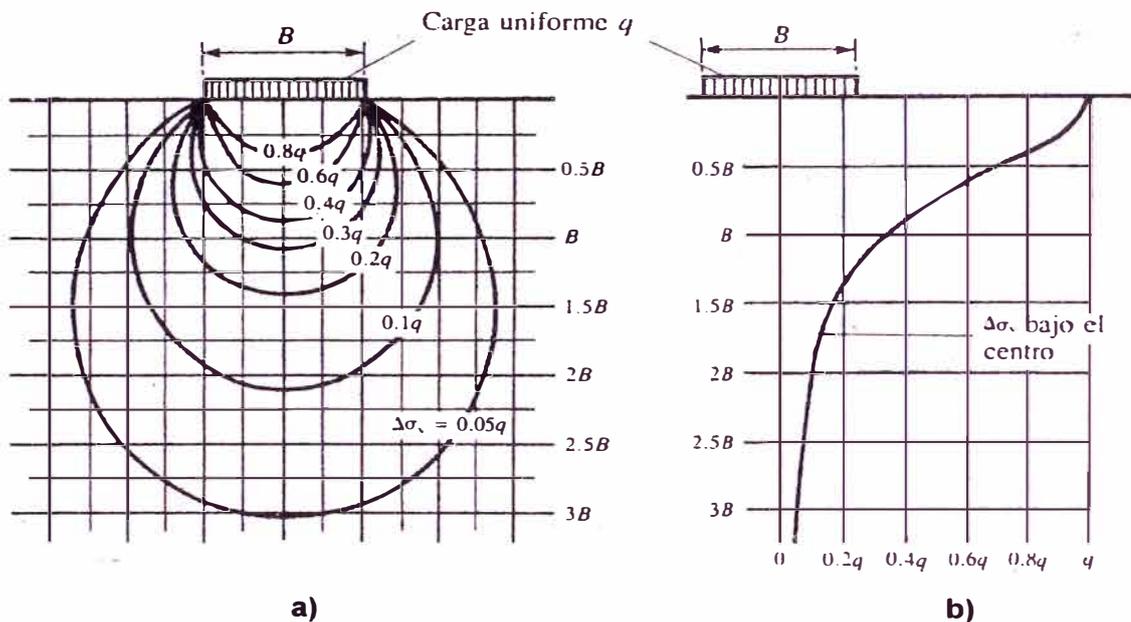


Fig. 2.15 Área cuadrada con carga uniformemente distribuida:
a) Líneas de igual incremento de esfuerzo vertical total,
b) Incremento del esfuerzo vertical total bajo el centro

Por tanto, las distribuciones de $\Delta\sigma_v$ por debajo del punto central son de especial interés, y se muestran por separado para una franja y un área cuadrada en las figuras 2.14b y 2.15b respectivamente. Por debajo del centro de un área rectangular cargada de ancho B , $\Delta\sigma_v$ a una profundidad de tres veces el ancho es más o menos el 5% de la presión superficial q .

De otro lado, debajo de la línea central de una franja de ancho B una reducción similar de $\Delta\sigma_v$ se logra sólo cuando la profundidad es superior a $10B$. la profundidad hasta la cual el incremento de

esfuerzo es significativo se denomina zona de influencia y puede tomarse entonces como aproximadamente 10 veces el ancho en el caso de una franja infinitamente larga y aproximadamente tres veces el ancho en el caso de un área cuadrada cargada. De manera similar, la zona de influencia de un área circular cargada se extiende hasta una profundidad de más o menos tres veces su diámetro.

CAPITULO III

ASENTAMIENTOS BASADOS EN LA TEORÍA DE LA ELASTICIDAD

La teoría de la elasticidad, también puede utilizarse para obtener expresiones de las deformaciones que resultan en una masa de suelo cuando se le aplica una carga. En la práctica, son de especial interés las deformaciones verticales, es decir, los asentamientos que se producen en la superficie de la masa de suelo cuando la carga se aplica sobre el área de una cimentación. Las soluciones para los asentamientos basados en la teoría de la elasticidad utilizan el módulo de elasticidad E y la relación de Poisson ν . Sin embargo, una masa de suelo no tiene valores únicos de E y ν , y la dificultad para determinar los valores apropiados de estos parámetros limita la aplicación práctica de estas soluciones.

En depósitos de arena el valor del módulo varía no solo con la profundidad, sino también con el ancho del área cargada y en el rango "elástico" inicial de deformación el valor de la relación de Poisson varía con la deformación. En consecuencia, las soluciones basadas en la elasticidad son poco utilizadas en la predicción de asentamientos en arenas. En la práctica, dichas predicciones se basan por lo general en métodos más empíricos.

Sin embargo, en depósitos de arcilla saturada, los asentamientos que se presentan inmediatamente durante la construcción se producen sin ningún drenaje del agua intersticial del suelo esta es una condición de cambio de volumen nulo en la masa de suelo para la cual la relación de Poisson $\nu = 0.5$; y es razonable la hipótesis de un módulo de elasticidad no drenado constante. Por tanto, en la práctica, las soluciones que se presentan en esta sección se utilizan principalmente para predecir los asentamientos inmediatos (a veces llamados asentamiento elásticos) que se producen en los depósitos de arcilla saturada en condiciones no drenadas.

3.1 Área rectangular con carga uniformemente distribuida

El asentamiento en la superficie de una masa de suelo semiinfinita en la esquina de un área rectangular flexible de longitud L y ancho B a la que se aplica una carga uniforme q está dado por:

$$S_1 = \frac{qB(1-\nu^2)}{E} I_s \quad (3.1)$$

Donde I_s es el factor de influencia del asentamiento que depende de la relación longitud/ancho del área rectangular. La relación entre I_s y L/B fue establecida por Terzaghi (1943), y se muestra en la figura 3.1

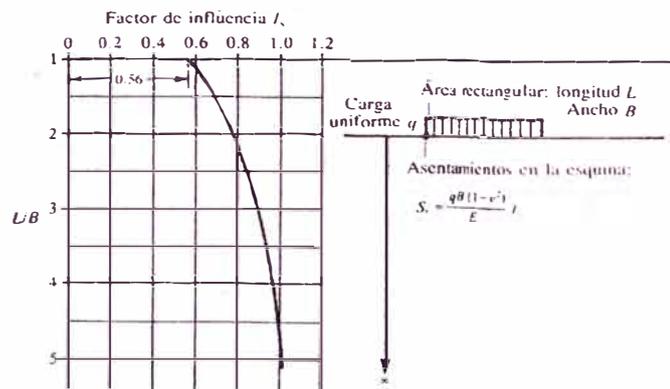


Fig. 3.1 Valores del factor de influencia I_s para el cálculo del asentamiento superficial inmediato S_1 en una masa de suelo semiinfinita bajo la esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada

Si el área rectangular está en la superficie de un estrato de suelo de espesor finito D que reposa sobre una base rígida, el asentamiento en una esquina puede obtenerse a partir de la solución aproximada presentada por Steinbrenner en 1934.

En este caso el factor de influencia I_s puede expresarse en términos de las funciones F_1 y F_2 , así:

$$I_s = F_1 + \left[\frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} \right] F_2 \quad (3.2)$$

Las funciones F_1 y F_2 dependen de las relaciones L/B y D/B y se representan gráficamente en la figura 3.2

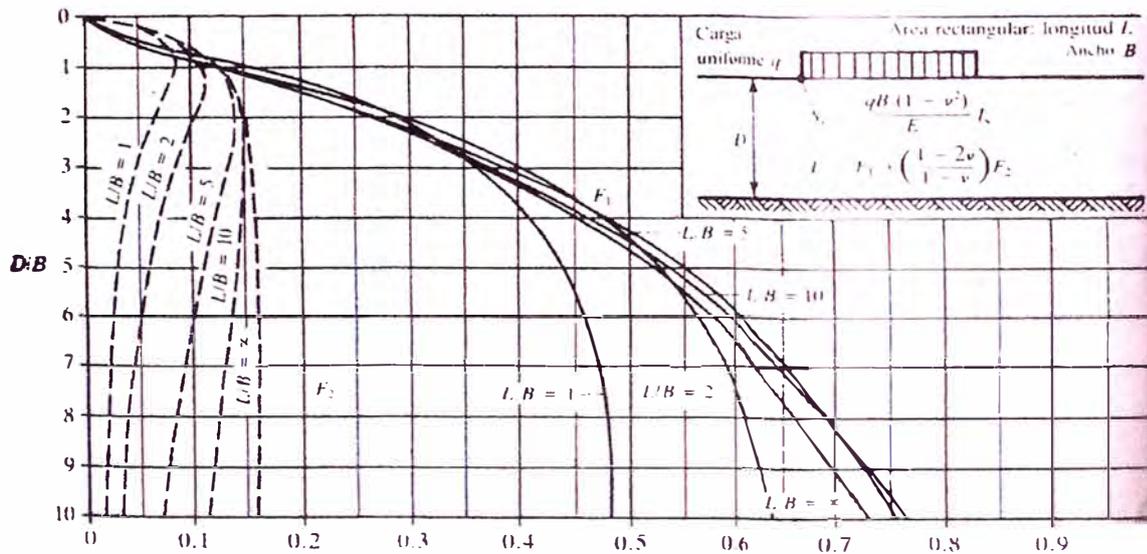


Fig. 3.2 Valores del factor de las funciones F_1 y F_2 para el cálculo del asentamiento inmediato S_i en una capa de suelo de espesor infinito bajo la esquina de un área rectangular flexible uniformemente cargada

Los asentamientos superficiales en otros puntos diferentes de las esquinas o debidos a áreas cargadas constan de una combinación de formas rectangulares, y pueden determinarse aplicando el principio de superposición.

3.2 Área circular con carga uniforme distribuida

Los asentamientos en la superficie debidos a una carga uniforme q que actúa sobre un área circular flexible de radio R están dados por:

$$S_1 = \frac{qR}{E} I_s \quad (3.3)$$

Donde el factor de influencia I_s depende del valor de la relación de Poisson y de la distancia radial desde el centro del área hasta el punto en el que se busca el asentamiento. Valores de I_s para una masa de suelo semiinfinita y para dos casos de estratos de suelo de espesor finito D los presento Terzaghi (1943) y se reproducen en la figura 3.3

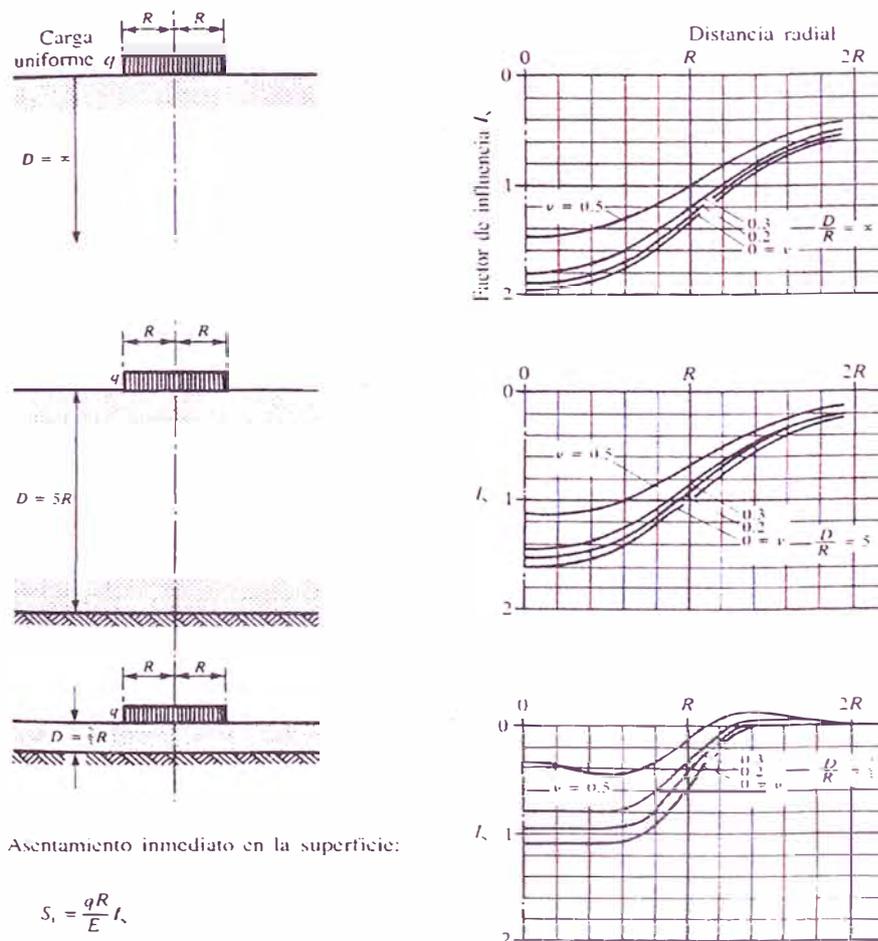


Fig. 3.3 Valores del factor de influencia I_s para el calculo de los asentamientos superficiales inmediatos en la superficie S_1 producidos bajo un área circular flexible uniformemente cargada (según Terzaghi)

CAPITULO IV

COMPORTAMIENTO DE LAS GEOCELAS EN SUELOS BLANDOS

El sistema Geoweb de confinamiento celular aumenta la resistencia a la deformación bajo cargas de los materiales granulares de relleno gracias a la resistencia tangencial de cada celda, la resistencia pasiva del material de relleno en las celdas adyacentes y la transferencia del esfuerzo vertical a las celdas adyacentes. En comparación con los materiales bi-dimensionales de refuerzo, la rigidez del sistema tridimensional de Geoweb es mucho mayor y no necesita de una deformación inicial para soportar la carga de diseño.

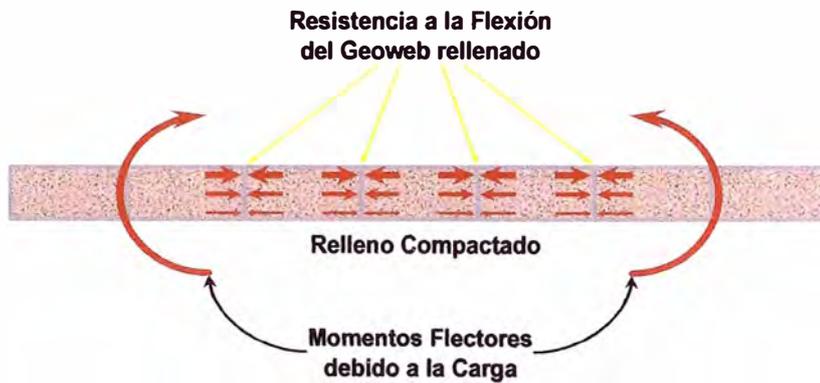
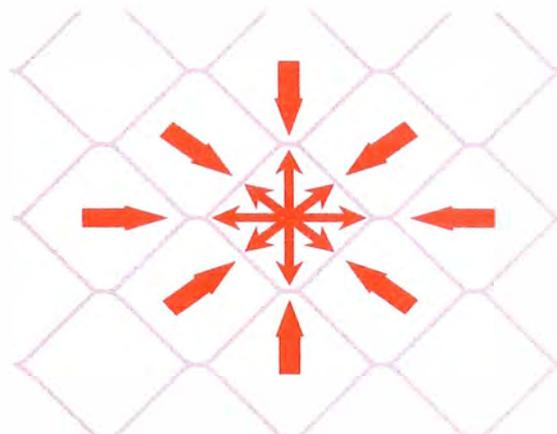


Fig. 4.1a) Sistema de distribución de Cargas



-Colaboración de un área mayor al de la aplicación de carga por rueda gracias al efecto de Confinamiento, Texturizado y Perforado probado por el Geoweb.

Fig. 4.1b) Sistema de distribución de Cargas del Geoweb

El sistema Geoweb de confinamiento celular incrementa sustancialmente la resistencia al corte de los rellenos granulares, permitiendo el uso de agregados de menor calidad (p. ej. arena, grava) para soportar cargas concentradas que en otra forma requerirían de piedra chancada o mezclas bituminosas para evitar fallas por corte localizadas y cercanas a la superficie. Por otra parte, la estructura celular distribuye las cargas concentradas a las celdas vecinas, reduciendo así el esfuerzo sobre la subrasante directamente debajo de la carga y el espesor total necesario de la estructura. El sistema Geoweb de soporte de carga puede ofrecer varias ventajas sobre las soluciones convencionales y sobre otros sistemas alternativos. Cuando intervienen suelos muy blandos y/o cargas pesadas, el sistema puede reducir los costos al disminuir el espesor necesario. En los casos en que los agregados resultan caros o no son disponibles, el sistema puede reducir los costos al incorporar materiales disponibles localmente. Como las secciones de Geoweb son muy compactas para el transporte y reducen el espesor total necesario, puede utilizarse una pequeña cantidad de ellas en reemplazo de cargamentos de agregados importados que tienen a veces que transportarse sobre distancias muy largas. Finalmente, cuando se requiere una vida útil del pavimento más extensa y/o poco mantenimiento, el sistema Geoweb asegura la integridad de los materiales granulares de relleno por un tiempo indefinido.

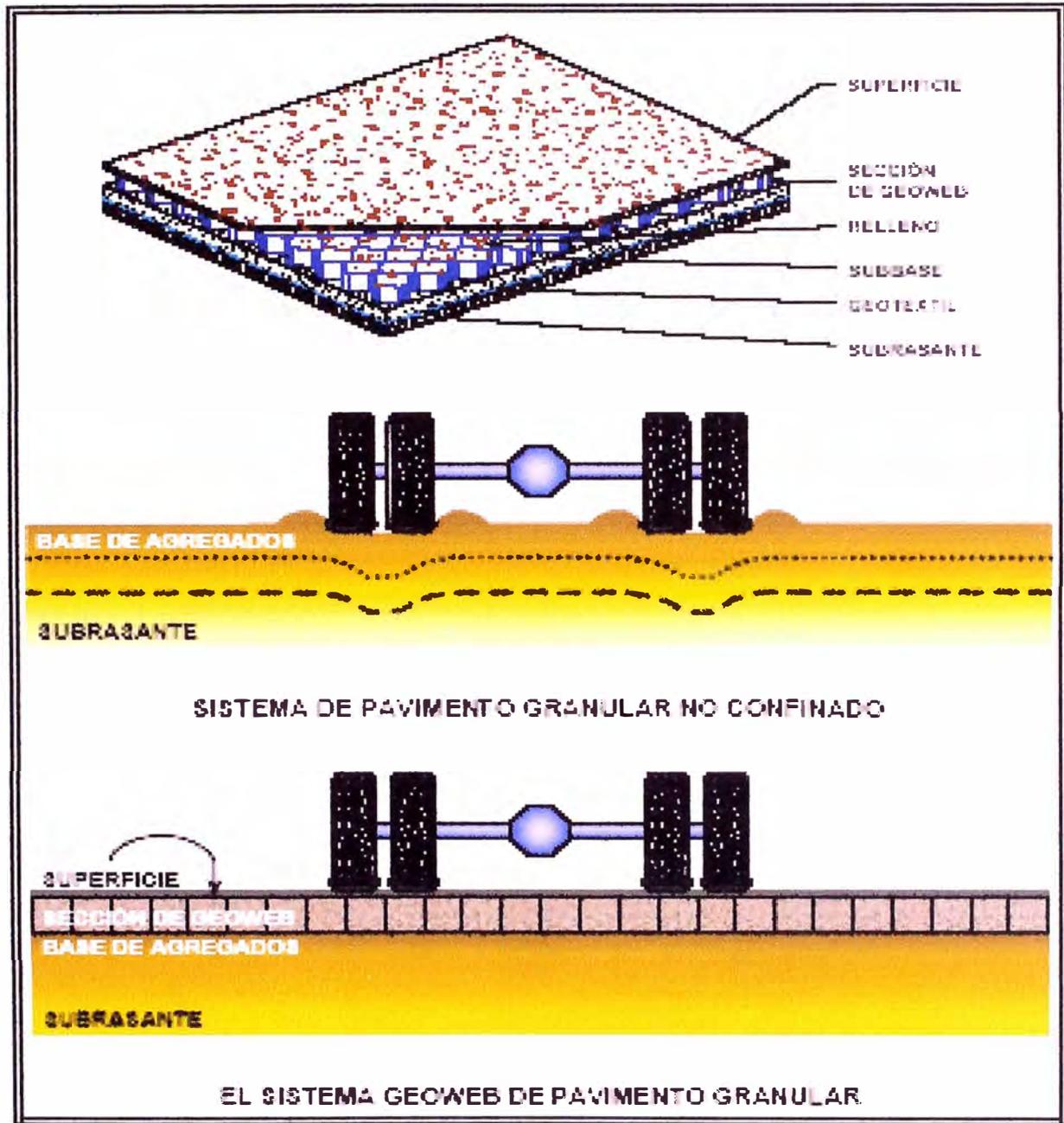


Fig. 4.1 Sistema Geoweb de soporte de carga

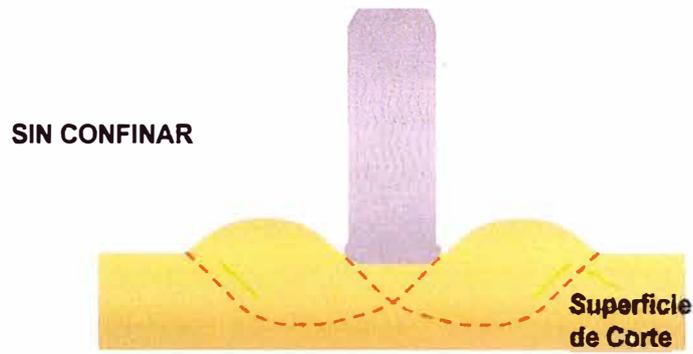


Fig. 4.2 Mecanismo de Falla por Capacidad de Soporte

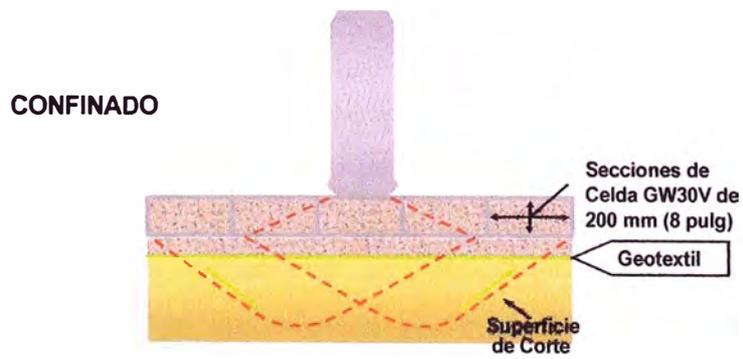


Fig. 4.3 Prevención del mecanismo de Falla

4.1 Identificación de los Problemas de Soporte de Carga y sus Soluciones con Geoweb

Los problemas de diseño de soporte de carga surgen generalmente cuando:

- Se encuentran suelos de subrasante blandos,
- Los suelos superficiales son inestables, (y no se puede conseguir agregados de buena calidad localmente a precio razonable) o,
- Entran en juego consideraciones de orden estético y/o ambiental.

A fin de identificar los problemas de soporte de carga donde se podría aplicar el confinamiento celular de Geoweb, conviene plantearse las siguientes preguntas.

4.1.1 Problemas de Subrasante Blanda

¿Hay limitaciones para recortar el suelo existente o para diseñar una estructura gruesa?

En caso afirmativo, tomar en cuenta el sistema Geoweb de confinamiento celular para reducir el espesor del pavimento.

¿Es imposible construir un colchón estable de fundación debajo de la estructura de carga debido a una subrasante suave e inestable?

En caso afirmativo, considerar la utilización del sistema Geoweb de confinamiento celular, con una subcapa de geotextil, que actúen como puente sobre el suelo blando y soporten los equipos de construcción, utilizando un espesor mínimo de material de recubrimiento. Las soluciones convencionales, sin uso de Geoweb, para los problemas de subrasante de suelo blando, incluyen:

- La excavación del suelo blando y su reemplazo con relleno importado (generalmente granular),
- La estabilización química del suelo de subrasante, o
- El diseño de una estructura multi-capas gruesa, que puede incluir agregados de alta calidad, concreto asfáltico y/o concreto.

Las estructuras de pavimento grueso y/o la excavación de un espesor considerable de material no siempre son posibles debido a la presencia de sardineles y de tuberías enterradas en las carreteras existentes.

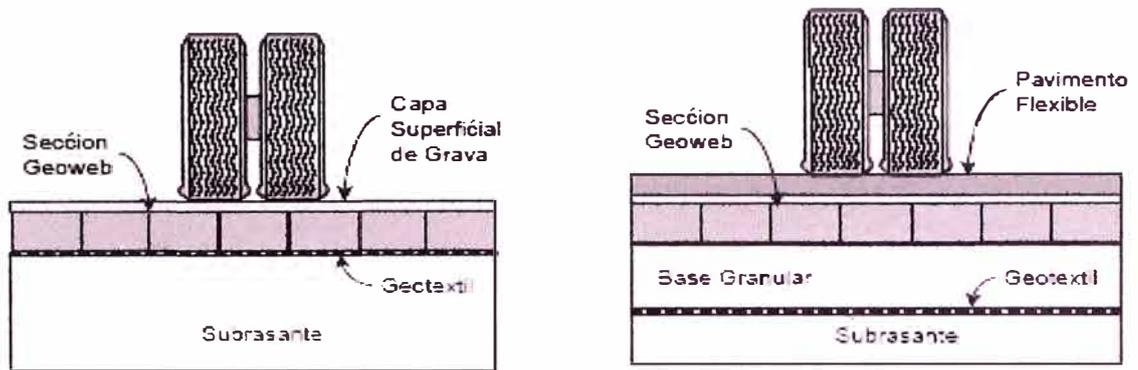


Fig. 4.4 Solución a problemas de Subrasante blanda

4.1.2 Problemas de Estabilidad de la Superficie

¿Poseen los suelos locales disponibles (p. ej. arenas y gravas) la resistencia al corte necesaria para poderlos usar como superficie de rodadura para una carretera de acceso provisional o de bajo volumen de tránsito?

Si no, debería considerarse el uso del sistema Geoweb para confinar el material local y compararlo con el costo que significaría traer agregados de mayor calidad.

¿Provocarán la degradación del agregado y el esparcimiento lateral de la capa de base del pavimento, la formación baches y falla prematura de la estructura del pavimento?

Si la subrasante es relativamente buena, las deformaciones y baches en la capa de base causarán probablemente problemas de mantenimiento y reducirán la vida útil de la estructura del pavimento. La utilización del sistema Geoweb para confinar la capa de base restringirá totalmente el movimiento lateral que provoca la formación de baches y minimizará la abrasión y el desgaste del relleno de agregados.

Para este problema, existen pocas soluciones convencionales, o tal vez ninguna.

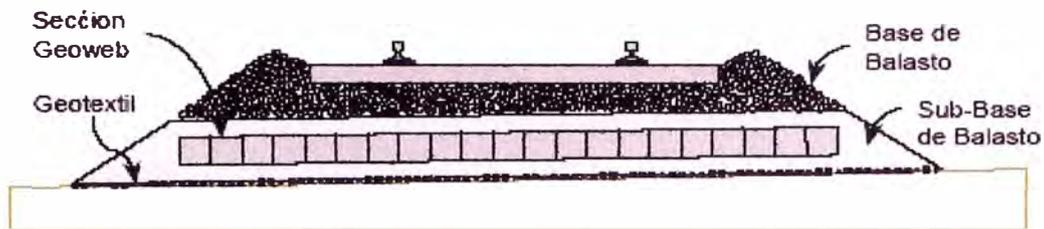


Fig. 4.5 Solución a problemas de Estabilidad de superficie

4.1.3 Problemas Estéticos y Ambientales

¿Sería una vía de acceso de bajo volumen, recubierta con hierbas, más agradable a la vista que un pavimento de concreto asfáltico?

De ser así el sistema Geoweb de confinamiento celular relleno con una mezcla de agregados y tierra vegetal, y recubierto por vegetación, es una solución atractiva.

¿Es necesario un pavimento poroso para la regeneración del agua subterránea?

En caso afirmativo, debería definitivamente considerarse el uso del sistema Geoweb de confinamiento celular con un relleno de piedra porosa. Sin embargo, sin confinamiento, los agregados porosos son inestables como materiales superficiales.



Fig. 4.6 Solución a problemas de Estéticos y ambientales

4.2 El Sistema Geoweb de Soporte de Cargas - Los Componentes Clave

4.2.1 Sistema Geoweb Texturizado

Las fajas de polietileno diseñadas con una superficie texturizada, que se utilizan en la fabricación de las secciones de Geoweb aumentan la interacción de fricción entre las paredes de las celdas de Geoweb y los materiales de relleno granular. El aumento de la fricción entre las paredes de las celdas y el relleno proporciona ventajas estructurales en algunas aplicaciones del sistema Geoweb.

En las aplicaciones como soporte de carga, al aumentar la fricción entre las paredes de las celdas y el relleno, aumenta también la resistencia del suelo de relleno a las deformaciones verticales en relación con la estructura celular. En consecuencia, se produce una transferencia más eficiente del esfuerzo vertical a las celdas vecinas. Esto a su vez se traduce en una reducción adicional del esfuerzo vertical sobre la subrasante en comparación con lo que ocurre con las celdas de Geoweb de paredes lisas. Para algunas combinaciones de cargas de ruedas y propiedades del material de relleno, la textura de la superficie de polietileno permite reducir el espesor total del pavimento granular en comparación con las celdas de paredes lisas.

Los resultados de las pruebas de corte directo a pequeña y gran escala, sobre rellenos de arena y de piedra con Geoweb texturizado han mostrado que la Relación de Coeficientes Máximos es, el coeficiente de fricción máximo de contacto del Geoweb texturizado dividido por el coeficiente de fricción máximo de contacto del relleno granular en aislamiento, varía entre 0.63 (piedra chancada) y 0.81 (arena gruesa) comparado con 0.64 (piedra chancada) y 0.61 (arena gruesa) con Geoweb liso. Hay que notar que con algunos rellenos de piedra chancada, la textura no aumenta la fricción en la superficie de contacto. No debe confundirse la relación de Coeficientes Máximos con la relación de Ángulos de Fricción

Máximos cuya definición se encuentra en el acápite sobre Angulo de Fricción Interna – Material de Relleno del Geoweb.

4.2.2 Sistema Geoweb Perforado

Pruebas similares utilizando rellenos de arena y de piedra con el Geoweb perforado han demostrado que las características de fricción en la superficie de contacto son parecidas, o en algunos casos mejores, que con las celdas de Geoweb texturizadas. Específicamente, la relación de Coeficientes Máximos del Geoweb perforado con relleno de piedra chancada y arena gruesa resultó ser de 0.75 y 0.89 respectivamente.

Estos resultados indican que las paredes de celdas perforadas pueden aumentar la fricción de contacto en forma tan efectiva como las paredes texturizadas. En consecuencia, la capacidad estructural como soporte de carga del sistema Geoweb perforado relleno con algunas arenas o gravas es mayor que con el sistema Geoweb texturizado. Puesto que las perforaciones ofrecen además la ventaja del drenaje lateral, que es particularmente útil sobre subrasantes impermeables, se recomienda el sistema Geoweb perforado para numerosas aplicaciones de pavimento. Los valores de la Tabla 2 muestran lo ventajosos que resultan los sistemas con textura o perforación en las paredes de las celdas.

Tabla N°2 Espesor total de una base de arena gruesa o grava, incluyendo la sección de Geoweb.

CBR de Subrasante %	Carga de Ruedas		Celda Lisa	Celda Texturizada	Celda Perforada	Grava no Confinada
	kN	(lbf)	Espesor Total Relativo de la Base de la Carretera			
0.2	27	(6.000)	32%	28%	27%	100%
	53	(12.000)	59%	25%	25%	100%
	111	(25.000)	72%	23%	23%	100%
	222	(50.000)	80%	22%	22%	100%
0.5	27	(6.000)	46%	40%	40%	100%
	53	(12.000)	43%	38%	37%	100%
	111	(25.000)	40%	35%	34%	100%
	222	(50.000)	38%	33%	32%	100%
1.0	27	(6.000)	58%	54%	54%	100%
	53	(12.000)	55%	49%	48%	100%
	111	(25.000)	52%	45%	44%	100%
	222	(50.000)	49%	43%	42%	100%
2.0	27	(6.000)	81%	81%	81%	100%
	53	(12.000)	65%	58%	58%	100%
	111	(25.000)	59%	52%	51%	100%
	222	(50.000)	60%	52%	51%	100%

Esta tabla está elaborada en base a los métodos teóricos. Los valores se utilizarán únicamente para propósitos de comparación; no sustituyen de ninguna manera a un diseño específico por proyecto.

4.3 Materiales de Relleno

Los materiales de relleno para las aplicaciones de soporte de carga con Geoweb deberían siempre ser predominantemente granulares con un tamaño máximo de partículas de 50 mm (2 pulg). Para resultados óptimos, la fracción de finos (materiales que pasan por la malla #200 - 75 μm) no debe ser mayor de 10%. Los suelos con más de 10% de finos son de baja permeabilidad y pierden toda resistencia cuando están mojados. Los materiales netamente granulares no se ven afectados por las fluctuaciones de humedad pero no son tan estables como los materiales granulares con un contenido de 5% a 10% de finos. Una pequeña fracción de finos aumenta la estabilidad al reducir la relación de vacíos y ligar el suelo.

El sistema Geoweb de confinamiento celular incrementa muy efectivamente la estabilidad de los rellenos granulares de baja calidad tales como arenas y gravas de graduación pobre. Con el confinamiento celular, pueden utilizarse los rellenos granulares de baja calidad como material superficial - o casi superficial - de los caminos de acceso donde la velocidad vehicular es relativamente baja y la comodidad del recorrido no tiene demasiada importancia. Para pavimentos con superficie granular donde las velocidades de recorrido son mayores y se requiere de una superficie de rodadura más suave, se recomienda el uso de agregados de mayor calidad. Generalmente, estos están constituidos por piedra chancada o gravas con un tamaño máximo de partículas de 40 mm (1.5 pulg.) y menos de 8% en peso pasando por la malla #200. Para una durabilidad a largo plazo, la fracción del material grueso del agregado debe tener un desgaste menor de 50% en la prueba de Abrasión de Los Ángeles. La fracción de finos (que pasan la malla #200) no debe ser mayor que dos tercios de la fracción que pasa por la malla #40, y el límite líquido de la fracción que pasa por la malla #40 no debe ser mayor de 25%. El índice de plasticidad debe ser inferior a 6%.

CONCLUSIONES

A diferencia de otros geosintéticos utilizados para el mismo proyecto, se observó que el geoweb presenta mayor estabilidad en la primera capa solo apisonando el material de relleno, que en otros casos recién en la segunda o tercera capa se notaban estables.

En la primera capa de relleno del geoweb que se utilizó como estabilizadora, se observó que todo funcionaba como un conjunto es decir la deformación no se notaba, en cambio con los otros geosintéticos se notaba el comportamiento como ondas, solo con cargas pequeñas, es decir, el peso de una persona.

De acuerdo a los datos obtenidos en campo y teniendo en cuenta el tramo del pavimento con geocelda que falló podríamos decir que este pavimento es del tipo IV, ya que tendríamos una deflexión inicial " D_0 " muy alto, en consecuencia el parámetro que refleja la rigidez relativa entre un pavimento y su subrasante " L_0 " sería muy corto, con lo cual estaríamos diciendo que en este tramo tanto el pavimento como la subrasante son malos. Es decir que es un problema de estabilización de la subrasante debido a la falta de control en el proceso de compactación de la primera capa de geocelda y no un problema del geosintético utilizado.

En las aplicaciones como soporte de carga, al aumentar la fricción entre las paredes de las celdas y el relleno, aumenta también la resistencia del suelo de relleno a las deformaciones verticales en relación con la estructura celular. En consecuencia, se produce una transferencia más eficiente del esfuerzo vertical a las celdas vecinas. Esto a su vez se traduce en una reducción adicional del esfuerzo vertical sobre la subrasante en comparación con lo que ocurre con las celdas de Geoweb de paredes lisas. Para algunas combinaciones de cargas de ruedas y propiedades del material de relleno, la textura de la superficie de polietileno permite reducir el espesor total del pavimento granular en comparación con las celdas de paredes lisas.

RECOMENDACIONES

1. Para la instalación del Geoweb en la primera capa como estabilizadora es recomendable utilizar un geotextil de separación a fin de evitar la contaminación del material de sub base o base según sea el caso. En nuestro caso se utilizó un geotextil no tejido clase 2.
2. Para la instalación del Geoweb como la primera capa estabilizadora se recomienda apisonar bien el material que está entre las celdas de Geoweb a fin de evitar fallas de asentamientos.
3. Llevar un estricto control de la compactación de la base, luego de haber colocado la capa estabilizadora; no debe ser más de 20 cm. por capa a fin de que la compactación sea homogénea. Este control se realizará mediante las pruebas de campo.
4. Para la instalación del sistema Geoweb de soporte de carga se deben contar con las herramientas y materiales necesarios: fierro de diámetro 3/8" para estirar el Geoweb y tendrá que ser de la dimensión del ancho de la vía, madera para poder caminar por encima del Geoweb de preferencia tablas de 30 cm. de ancho y longitud variable y por ultimo las herramientas convencionales para el relleno de cada geocelda como palas y picos.
5. Para el empalme de cada sección de Geoweb tendrá que realizarse antes del relleno de las celdas del Geoweb anteriormente instalado y podrá ser con engranador manual con grapas de acero.

BIBLIOGRAFIA

1. Alva Hurtado, Jorge A
Apuntes de Clase
Titulación 2006 – UNI

2. Berry, Peter L. y Reid, David
Mecánica de Suelos
Mc Graw Hill Interamericana, SA - Colombia
1998

3. Fierro, Gustavo
Sistema Geoweb de soporte de carga, Guía de Instalación
Sistema Geoweb de soporte de carga, Aspectos Técnicos

4. Juárez Badillo, Eulalio
Mecánica de Suelos
Editorial Limusa, México
1999

5. Lambe, T.W y Whitman, R.V
Mecánica de Suelos
Editorial Limusa, México
1997

ANEXOS

ANEXO N° 1

PRUEBAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS EN ZONA DE TRABAJO DEL MATERIAL EXCAVADO



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO : Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO : Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACIÓN : Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería
 HECHO POR : Y.F.A./M.A.L./K.C.L. FECHA: Abril 2007

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D - 2216

MUESTRAS

CALICATA		C - 1	C - 1	C - 1		
MUESTRA N°		M - 1	M - 2	M - 3		
PROFUNDIDAD (m)		0.00-0.26	0.26-0.91	0.91-1.03		
FRASCO No		338	343	340		
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	64.20	73.00	98.10		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	63.36	72.05	97.20		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	0.84	0.95	0.90		
4. Peso de recipiente	grs	10.09	11.75	12.27		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	53.27	60.30	84.93		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	1.58	1.58	1.06		

MUESTRAS

CALICATA		C - 2	C - 2	C - 2		
MUESTRA N°		M - 1	M - 2	M - 3		
PROFUNDIDAD (m)		0.00-0.32	0.32-1.03	1.03-1.17		
FRASCO No		192	326	302		
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	81.70	74.90	66.10		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	80.93	74.14	65.80		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	0.77	0.76	0.30		
4. Peso de recipiente	grs	13.16	12.27	11.01		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	67.77	61.87	54.79		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	1.14	1.23	0.55		

MUESTRAS

CALICATA		C - 3	C - 3	C - 3		
MUESTRA N°		M - 1	M - 2	M - 3		
PROFUNDIDAD (m)		0.00-0.34	0.34-0.70	0.70-1.00		
FRASCO No		306	98	337		
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	76.60	80.00	81.40		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	75.77	79.30	81.01		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	0.83	0.70	0.39		
4. Peso de recipiente	grs	10.75	12.32	11.12		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	65.02	66.98	69.89		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	1.28	1.05	0.56		

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
 Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel:99912987 95242588
 e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

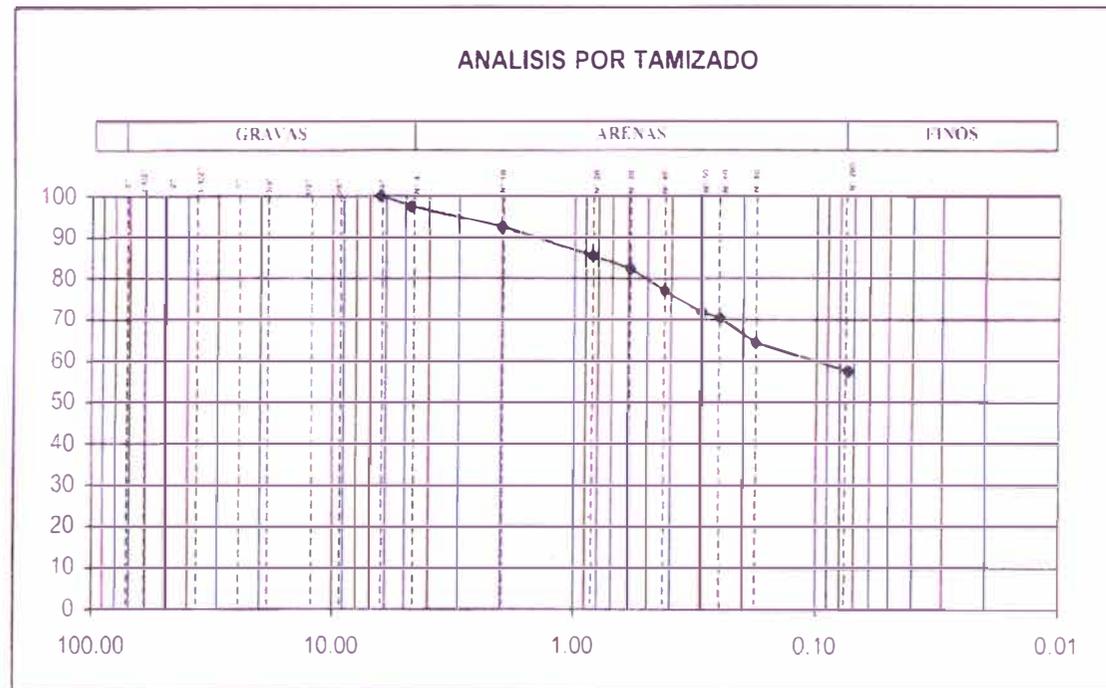
ASTM D 422

PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vias Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACIÓN: Laboratorio Nacional de Hidraulica - Universidad Nacional de Ingeniería
 CALICATA: C - 1 MUESTRA: M - 1 PROF. (m): 0.00-0.26
 ING. RESP: ING. J. MARTINEZ TÉCNICO: Y.F.A./M.A.L./K.C.L. FECHA: Abril 2007

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA					
D60	0.111	Gravas	2.39	Gruesa	0.00
D30	-			Fina	2.39
D10	-	Arenas	40.09	Gruesa	5.04
Cu	-			Media	15.57
Cc	-	Finos	57.52	Fina	19.48

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	230.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	97.700
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	132.300

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		100.00
N° 4	4.750	5.50	97.61
N° 10	2.000	11.60	82.57
N° 20	0.840	16.40	65.43
N° 30	0.600	7.00	82.39
N° 40	0.425	12.40	77.00
N° 50	0.297	12.00	71.78
N° 60	0.250	3.10	70.43
N° 80	0.177	13.70	64.48
N° 200	0.074	16.00	57.52
FONDO			
Limos 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm			



Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
 Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel. 99912987 95242588
 e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

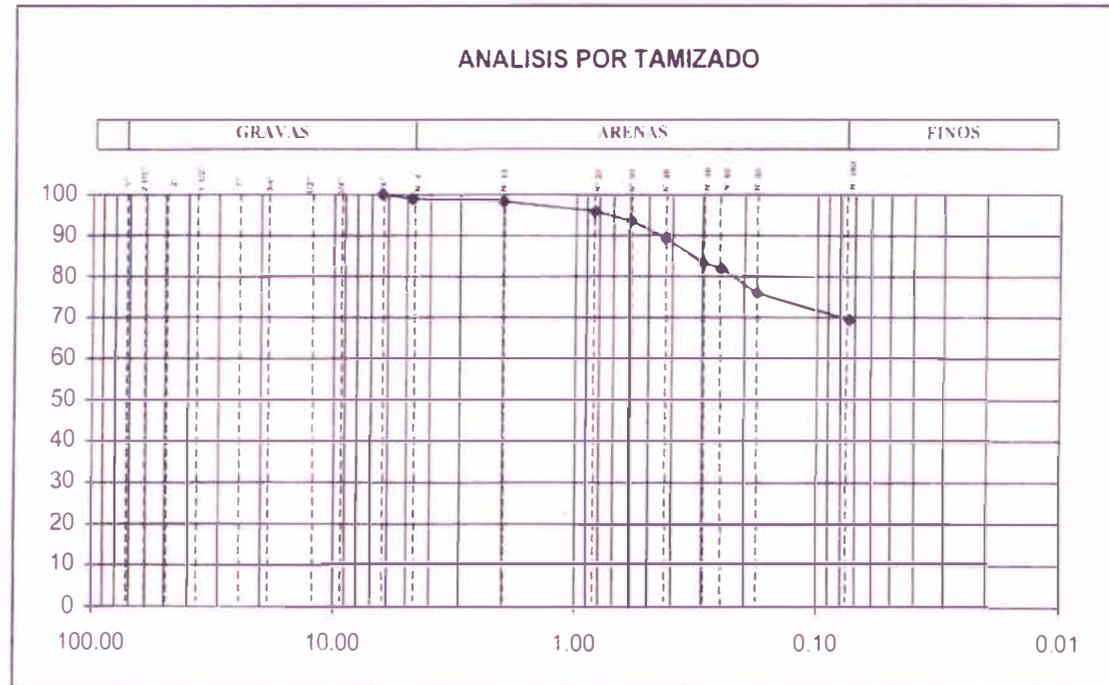
PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACIÓN: Laboratorio Nacional de Hidraulica - Universidad Nacional de Ingeniera
 CALICATA: C - 1 MUESTRA M - 2 PROF (m) 0.26-0.91
 ING RESP: ING. J. MARTINEZ TECNICO Y.F.A./M.A.L./K.C.L. FECHA Abril 2007

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	250.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	176.200
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	173.600

D60	-	Gravas	1.08	Gruesa	0.00
D30	-			Fina	1.08
D10	-	Arenas	29.40	Gruesa	0.64
Cu	-			Media	9.04
Cc	-	Finos	69.52	Fina	19.72

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		100.00
N° 4	4.760	2.70	98.92
N° 10	2.000	1.60	98.28
N° 20	0.840	5.90	95.92
N° 30	0.590	6.00	93.52
N° 40	0.425	10.70	89.24
N° 50	0.297	15.10	83.20
N° 60	0.250	3.50	61.80
N° 80	0.177	14.30	76.08
N° 200	0.074	16.10	69.52
FONDO			
Limos 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm			



Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingenieria
 Telf (01) 481-1070 anexo 302 Cel:99912987 95242588
 e-mail: inhgeo@yahoo.com
 inh_uni@uni.edu.pe



AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

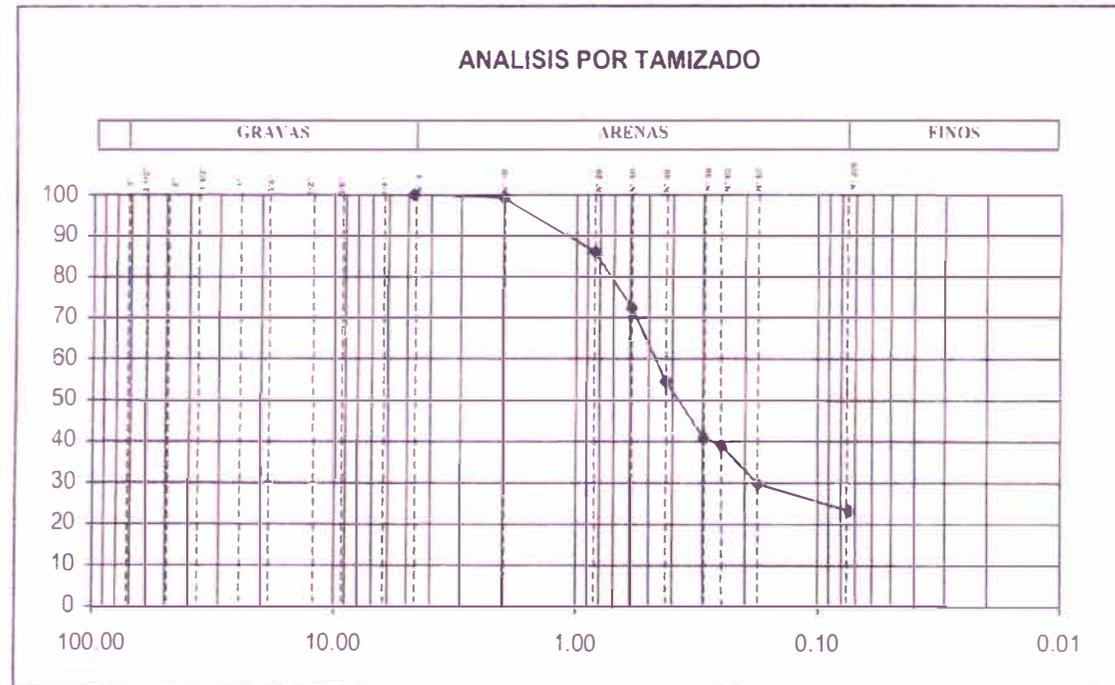
PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vias Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACIÓN: Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería
 CALICATA: C - 1 MUESTRA: M - 3 PROF (m): 0.91-1.03
 ING RESP: ING J MARTINEZ TECNICO: Y.F.A/J.M.A.L./K.C.L FECHA: Abril 2007

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	230.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	176.600
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	53.400

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

D60	0.476	Gravas	0.00	Gruesa	0.00
D30	0.180	Arenas	76.78	Fina	0.00
D10	-			Gruesa	0.65
Cu	-	Finos	23.22	Media	44.78
Cc	-			Fina	31.35

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		
N° 4	4.750		100.00
N° 10	2.000	1.50	99.35
N° 20	0.840	30.60	86.04
N° 30	0.590	31.10	72.52
N° 40	0.426	41.30	54.57
N° 50	0.297	31.50	40.87
N° 60	0.250	4.40	38.96
N° 80	0.177	21.40	29.65
N° 200	0.074	14.80	23.22
FONDO			
Limos < 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm			



Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
 Telf: (01) 481-1070 anexo 302 Cel:99912987 95242588
 e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

PROYECTO	Mejoramiento Estructural de Vias Afirmadas con el Sistema Geoweb			
SOLICITADO	Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC			
UBICACIÓN	Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería			
CALICATA	C - 2	MUESTRA	M - 1	PROF. (m.)
				0.00-0.32
ING RESP	ING J. MARTINEZ	TECNICO	Y.F.A./M.A.L./K.C.L	FECHA
				Abril 2007

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)

PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)

PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)

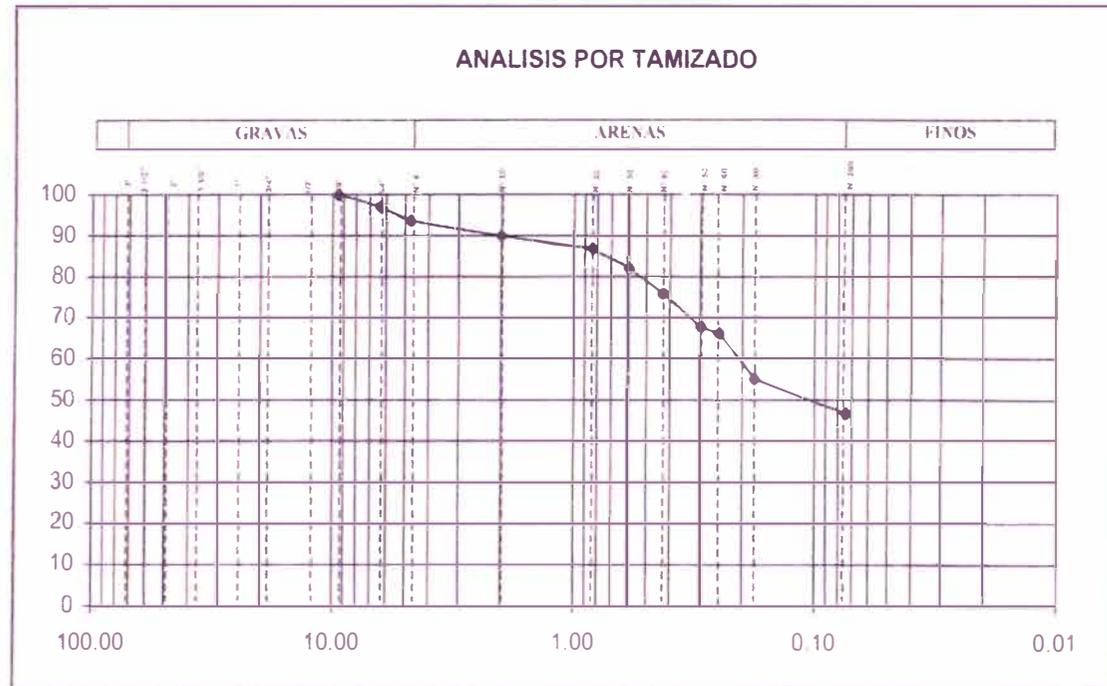
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)

	220.000
	117.800
	102.200

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

D60	0.210	Gravas	6.41	Gruesa	0.00
D30	-			Fina	6.41
D10	-	Arenas	47.14	Gruesa	3.64
Cu	-			Media	14.36
Cc	-	Finos	46.45	Fina	29.14

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		100.00
1/4"	6.350	6.20	97.18
N° 4	4.750	7.90	93.59
N° 10	2.000	8.00	89.95
N° 20	0.840	7.10	86.73
N° 30	0.590	10.50	81.95
N° 40	0.425	14.00	75.59
N° 50	0.297	17.70	67.55
N° 60	0.250	3.30	66.05
N° 80	0.177	24.10	55.09
N° 200	0.074	19.00	46.45
FONDIDO			
Limos 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm			





ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vias Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACIÓN: Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería
 CALICATA: C - 2 MUESTRA: M - 2 PROF. (m): 0.32-1.03
 ING. RESP: ING. J. MARTINEZ TECNICO: Y.F.A./M.A.L./K.C.L FECHA: Abril 2007

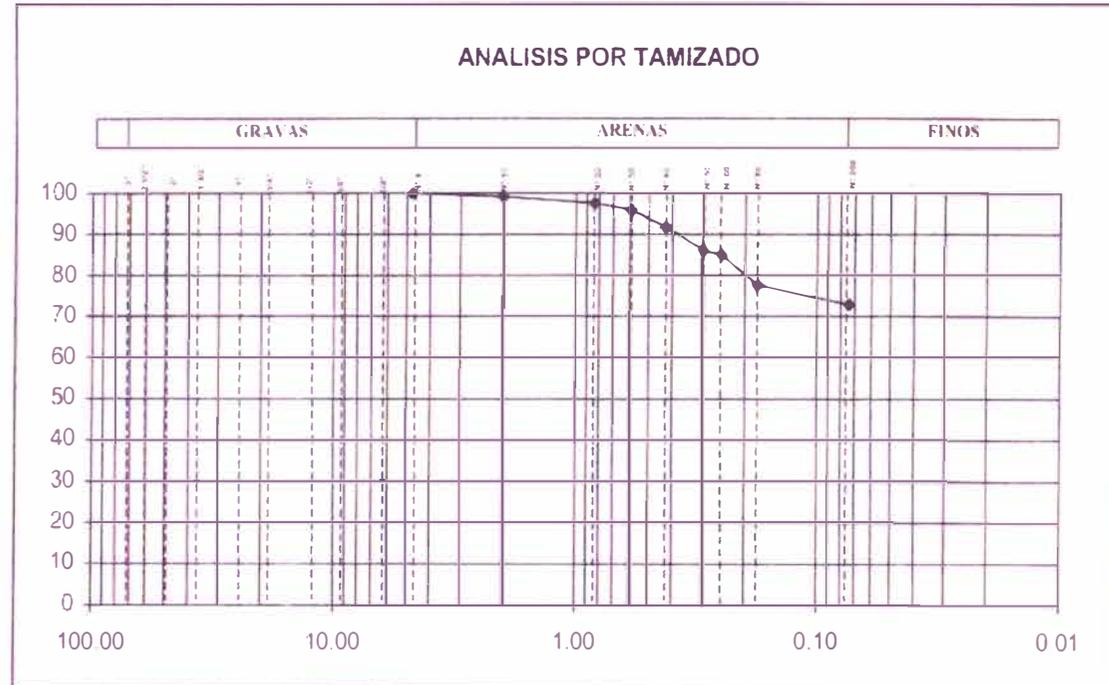
HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%):
 PESO DE LA MUESTRA SECA (gr):
 PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr):
 PESOS DE FINOS LAVADOS (gr):

250.000
67.700
182.300

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

D60	-	Gravas	0.00	Gruesa	0.00
D30	-			Fina	0.00
D10	-	Arenas	27.08	Gruesa	0.84
Cu	-			Media	7.36
Cc	-	Finos	72.92	Fina	18.88

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		
N° 4	4.760		100.00
N° 10	2.000	2.10	99.16
N° 20	0.840	3.90	97.60
N° 30	0.590	4.40	95.84
N° 40	0.426	10.10	91.80
N° 50	0.297	14.30	86.08
N° 60	0.250	2.40	85.12
N° 80	0.177	19.10	77.48
N° 200	0.074	11.40	72.92
FONDO			
Limos 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm.			





AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

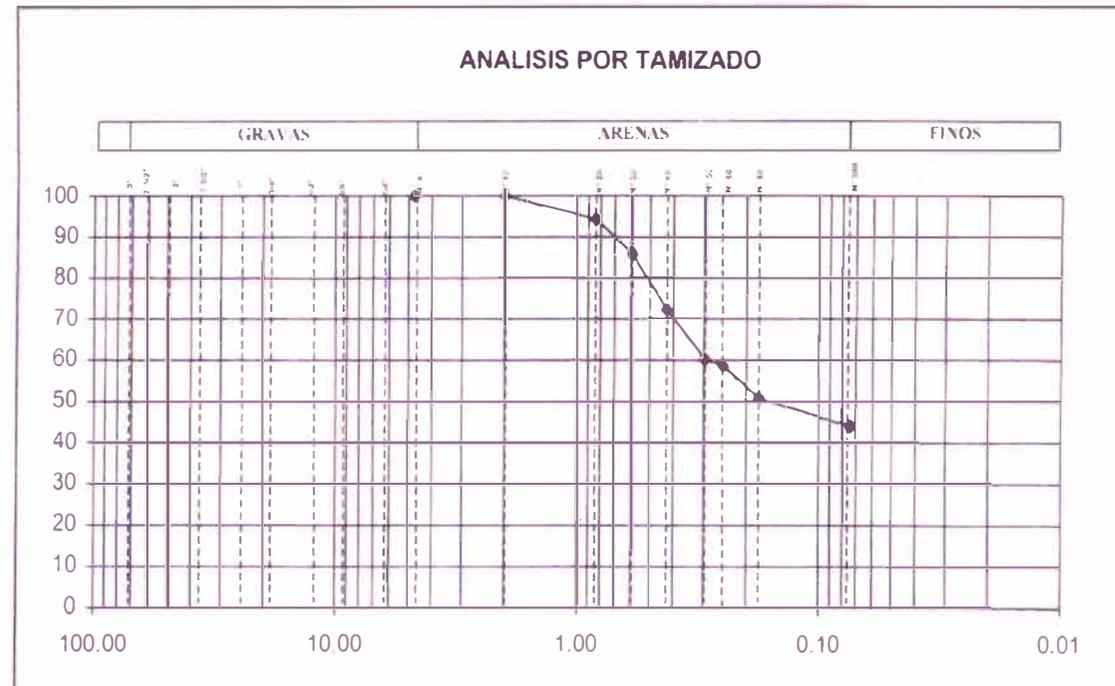
ASTM D 422

PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACIÓN: Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingenieria
 CALICATA: C - 2 MUESTRA M - 3 PROF. (m) 1.03-117
 ING. RESP: ING. J. MARTINEZ TECNICO Y.F.A./M.A.L./K.C.L. FECHA Abril 2007

HJMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	250.100
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	140.550
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	109.550

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA					
D60	0.292	Gravas	0.00	Gruesa	0.00
D30	-			Fina	0.00
D10	-	Arenas	56.20	Gruesa	0.02
Cu	-			Media	27.87
Cc	-	Finos	43.80	Fina	28.31

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		
N° 4	4.750		100.00
N° 10	2.000	0.05	99.98
N° 20	0.840	14.20	94.30
N° 30	0.590	21.40	85.75
N° 40	0.425	34.10	72.11
N° 50	0.297	29.80	60.20
N° 60	0.250	4.30	58.48
N° 80	0.177	19.40	50.72
N° 200	0.074	17.30	43.80
FONDO			
Limos 0.074mm-0.005mm.			
Arcillas < 0.005mm.			
Coloides < 0.001mm.			



Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingenieria
 Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel: 99912987 95242588
 e-mail: inhgeo@yahoo.com
 inh_uni@uni.edu.pe



AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

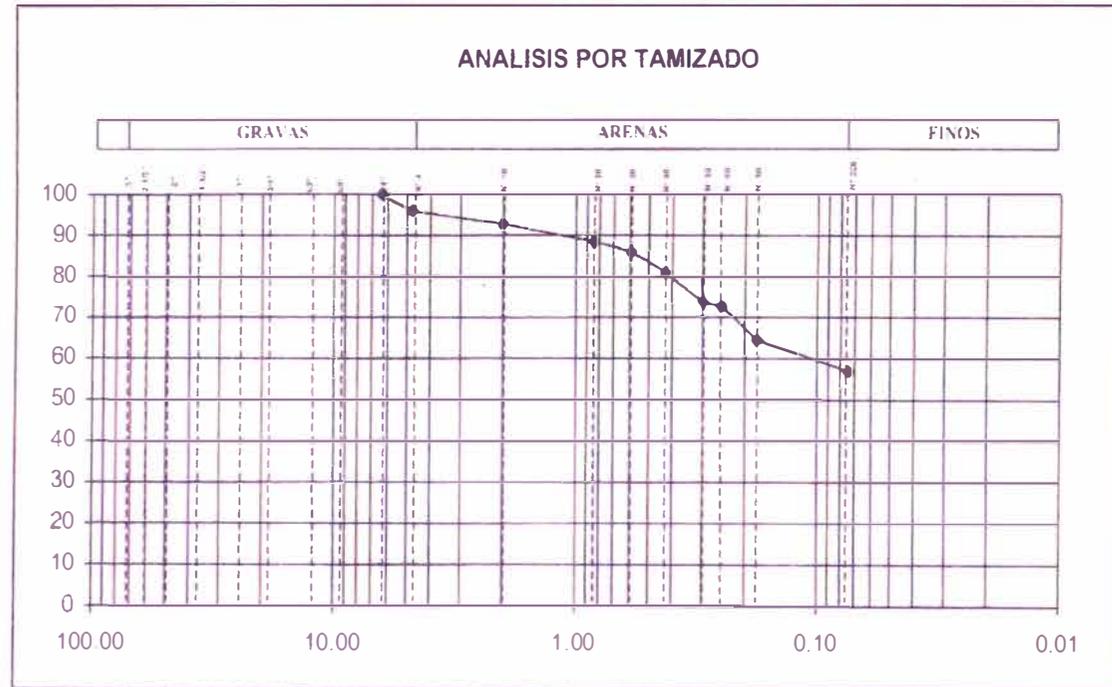
PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vias Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACION: Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería
 CALICATA: C - 3 MUESTRA. M - 1 PROF (m) 0.00-0.34
 ING RESP: ING J. MARTINEZ TECNICO Y F A / M. A. L / K. C. L FECHA Abril 2007

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	220.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	94.800
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	125.200

D60	0.115	Gravas	4.05	Gruesa	0.00
D30	-			Fina	4.05
D10	-	Arenas	39.05	Gruesa	3.32
Cu	-			Media	11.73
Cc	-	Finos	56.91	Fina	24.00

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		100.00
N° 4	4.760	8.90	95.95
N° 10	2.000	7.30	92.64
N° 20	0.840	9.10	88.50
N° 30	0.590	5.40	86.05
N° 40	0.426	11.30	80.91
N° 50	0.297	16.20	73.55
N° 60	0.250	2.00	72.64
N° 80	0.177	17.60	64.64
N° 200	0.074	17.00	56.91
FONDO			
Limos 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coqueles < 0.001mm			



Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
 Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel: 99912987 95242588
 e-mail: inhgeo@yahoo.com
 inh_uni@uni.edu.pe



AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

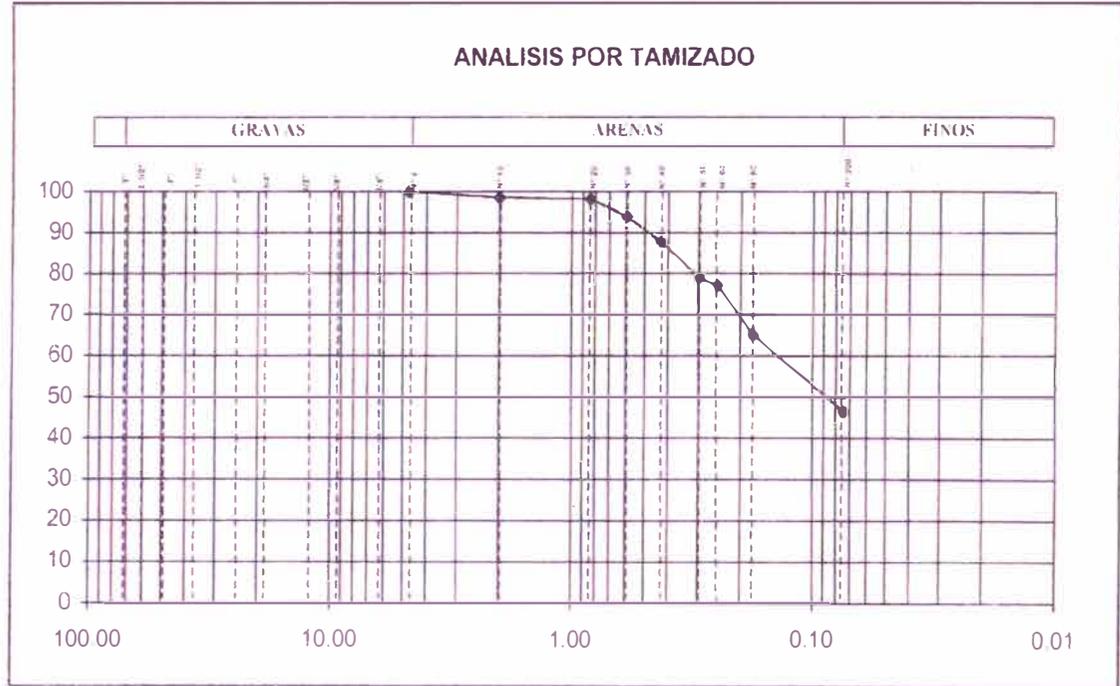
ASTM D 422

PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vias Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACION: Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería
 CALICATA: C - 3 MUESTRA: M - 2 PROF. (m): 0.34-0.70
 ING. RESP: ING. J. MARTINEZ TECNICO: Y.F.A./M.A.L./K.C.L FECHA: Abril 2007

PARAMETROS DE GRANULOMETRIA					
D60	0.149	Gravas	0.00	Gruesa	0.00
D30	-	Arenas	53.64	Fina	0.00
D10	-			Gruesa	1.48
Cu	-			Media	10.88
Cc	-			Fina	41.28
		Finos	46.36		

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	250.000
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	134.100
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	115.900

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		
N° 4	4.760		100.00
N° 10	2.000	3.70	98.52
N° 20	0.840	0.85	98.20
N° 30	0.590	11.20	93.72
N° 40	0.425	15.20	87.64
N° 50	0.297	21.80	78.92
N° 60	0.250	4.40	77.16
N° 80	0.177	30.10	65.12
N° 200	0.074	46.90	46.36
FONDO			
Limos < 0.074mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm			





LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb
 SOLICITADO: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 UBICACION: Laboratorio Nacional de Hidraulica - Universidad Nacional de Ingeniería
 CALICATA: C-3 MUESTRA: M-3 PROF. (m): 0.70-1.00
 ING. RESP.: ING. J. MARTINEZ TECNICO: Y. F. A. MALIK C. L. FECHA: Abril 2007

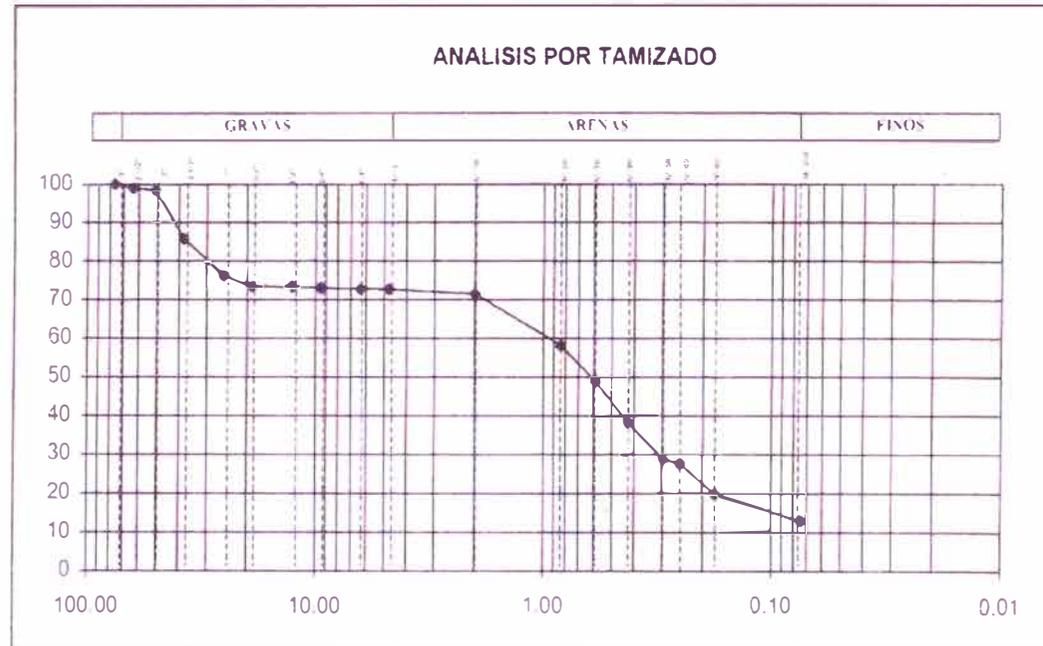
PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%)	
PESO DE LA MUESTRA SECA (gr)	4653.400
PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr)	3532.423
PESOS DE FINOS LAVADOS (gr)	520.977

Finos	2048.000
Finos Temidos	184.000

D60	1.006	Gravas	27.26	Gruesa	26.47
D30	0.315			Fina	0.79
D10	0.058	Arenas	59.88	Gruesa	1.23
Cu	17.481			Media	33.08
Cc	1.713	Finos	12.85	Fina	25.57

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE ACUMULADO PASA (%)
3"	76.200		100.00
2 1/2"	63.500	42.03	98.96
2"	50.800	22.70	98.40
1 1/2"	38.100	510.70	85.80
1"	25.400	384.90	76.31
3/4"	19.050	112.80	73.53
1/2"	12.700	12.60	73.21
3/8"	9.525	7.50	73.02
1/4"	6.350	7.40	72.84
N° 4	4.750	4.10	72.74
N° 10	2.500	49.67	71.51
N° 20	0.840	544.74	58.07
N° 30	0.600	370.10	48.94
N° 40	0.425	426.18	38.43
N° 50	0.297	397.34	28.62
N° 60	0.250	48.07	27.44
N° 80	0.177	312.42	18.73
N° 200	0.074	278.76	12.85
FONDO		0.00	
Limos < 0.74mm-0.005mm			
Arcillas < 0.005mm			
Coloides < 0.001mm			





**LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA**



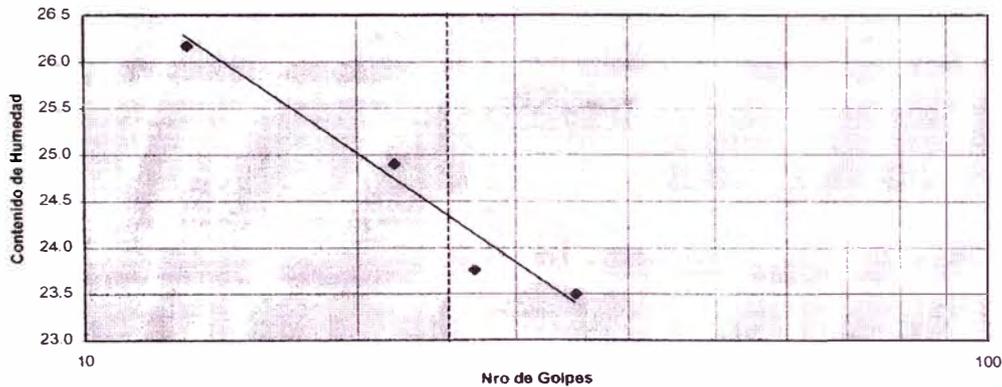
LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITANTE:	Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC	FECHA:	Abril 2007
PROYECTO:	Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb		
LOCALIZACION:	Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería		
SONDAJE:	C - 1	OPERADOR:	Y.F.A./M.A.L./K.C.L.
MUESTRA:	M - 1	PROF (m):	0.00-0.26
		REVISADO:	ING. J. MARTINEZ

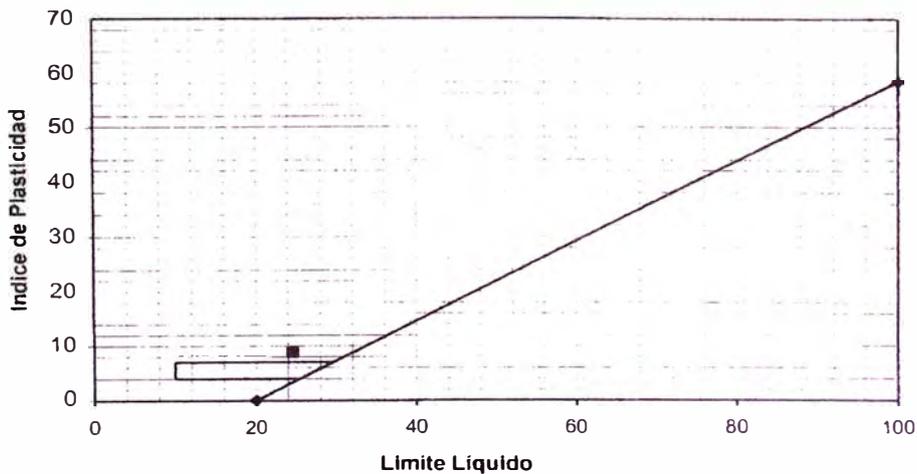
	ENSAYO No	LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)			
		1	2	1	2	3	4
	CAPSULA N.	161	163	344	169	362	313
	NUMERO DE GOLPES			13	22	27	35
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	13.90	15.00	18.90	22.00	18.10	14.90
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO	13.50	14.50	17.50	20.80	16.90	14.00
3	PESO CAPSULA	10.93	11.38	12.15	15.96	11.85	10.17
4	PESO AGUA (1-2)	0.40	0.50	1.40	1.20	1.20	0.90
5	PESO SUELO SECO (2-3)	2.57	3.12	5.35	4.82	5.05	3.83
6	CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	15.56	16.03	26.17	24.90	23.76	23.50
		L.P. = 15.79		L.L. = 24.58			

I.P. = 8.79

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
 Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel: 99912987 95242588
 e-mail: lnhgec@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



**LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA**



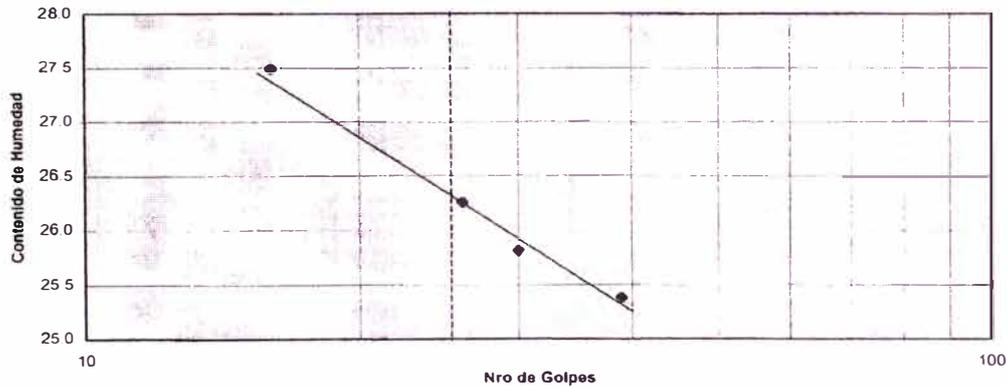
LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITANTE: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC	FECHA: Abril 2007
PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb	
LOCALIZACION: Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingenieria	
SONDAJE: C - 1	OPERADOR: Y.F.A./M.A.L./K.C.L.
MUESTRA: M - 2 PROF (m): 0.26-0.91	REVISADO: ING. J. MARTINEZ

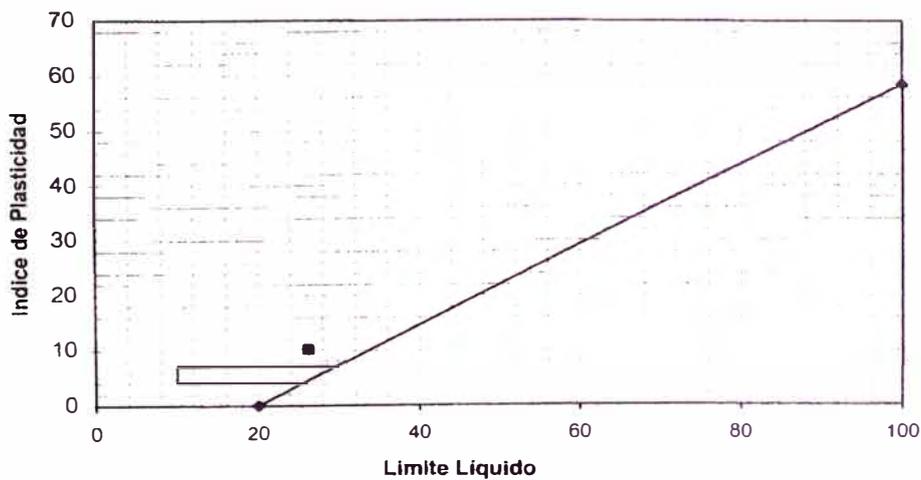
ENSAYO No	LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)			
	1	2	1	2	3	4
CAPSULA N.	365	366	325	381	374	71
NUMERO DE GOLPES			16	26	30	39
1 PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	17.30	17.20	18.40	17.10	19.40	18.30
2 PESO CAPSULA + SUELO SECO	16.60	16.40	17.10	15.90	17.90	16.80
3 PESO CAPSULA	12.10	11.62	12.37	11.33	12.09	10.89
4 PESO AGUA (1-2)	0.70	0.80	1.30	1.20	1.50	1.50
5 PESO SUELO SECO (2-3)	4.50	4.78	4.73	4.57	5.81	5.91
6 CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	15.56	16.74	27.48	26.26	25.82	25.38
	L.P. = 16.15		L.L. = 26.24			

I.P. = 10.09

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
Campus de la Universidad Nacional de Ingenieria
Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel: 99912987 95242588
e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



**LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA**



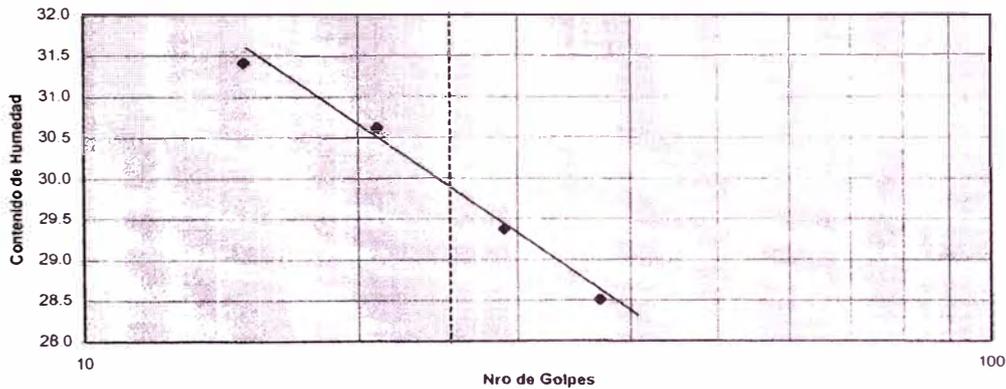
LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITANTE: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC	FECHA: Abril 2007
PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb	
LOCALIZACION: Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería	
SONDAJE: C - 2	OPERADOR: Y.F.A./M.A.L./K.C.L.
MUESTRA: M - 1 PROF (m): 0.00-0.32	REVISADO: ING. J. MARTINEZ

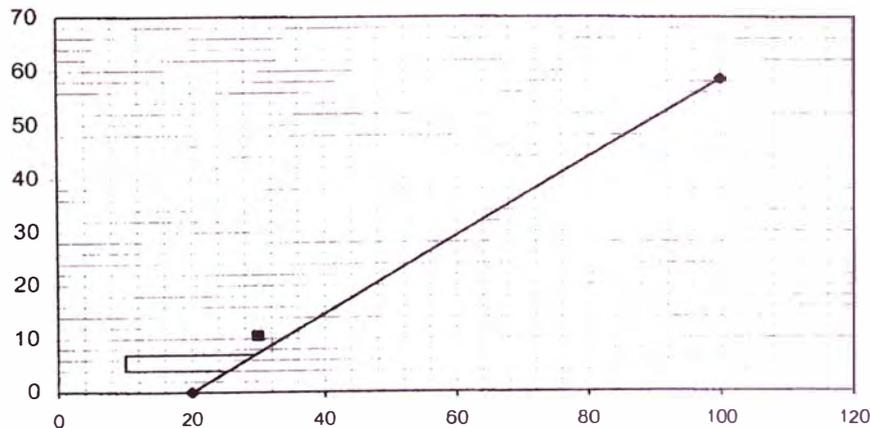
	ENSAYO No	LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)			
		1	2	1	2	3	4
	CAPSULA N.	64	67	39	60	55	28
	NUMERO DE GOLPES			15	21	29	37
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	22.68	19.11	26.90	24.11	25.51	24.11
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO	21.43	17.89	23.85	21.02	22.57	21.57
3	PESO CAPSULA	14.91	11.69	14.14	10.93	12.56	12.66
4	PESO AGUA (1-2)	1.25	1.22	3.05	3.09	2.94	2.54
5	PESO SUELO SECO (2-3)	6.52	6.20	9.71	10.09	10.01	8.91
6	CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	19.17	19.68	31.41	30.62	29.37	28.51
		L.P. =	19.42		L.L. =	29.98	

I.P. = 10.55

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
 Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel. 99912987 95242588
 e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



**LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA**



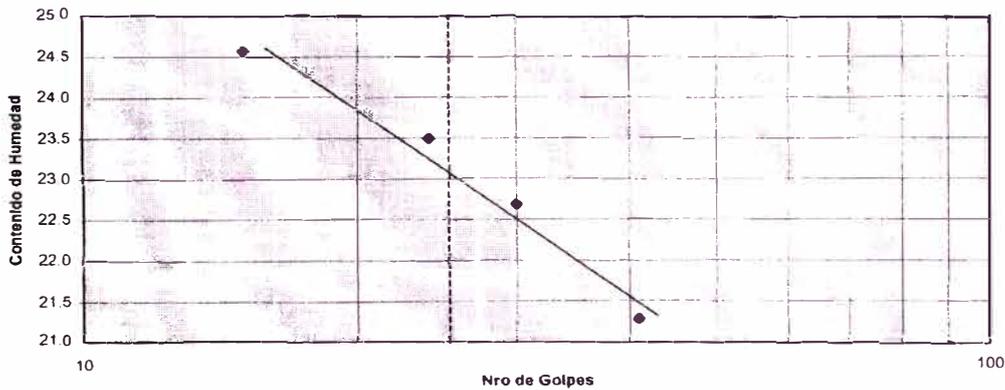
LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITANTE:	Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC	FECHA:	Abril 2007
PROYECTO:	Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb		
LOCALIZACION:	Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería		
SONDAJE:	C - 2	OPERADOR:	Y.F.A./M.A.L./K.C.L.
MUESTRA:	M - 2	PROF (m):	0.32-1.03
		REVISADO:	ING. J. MARTINEZ

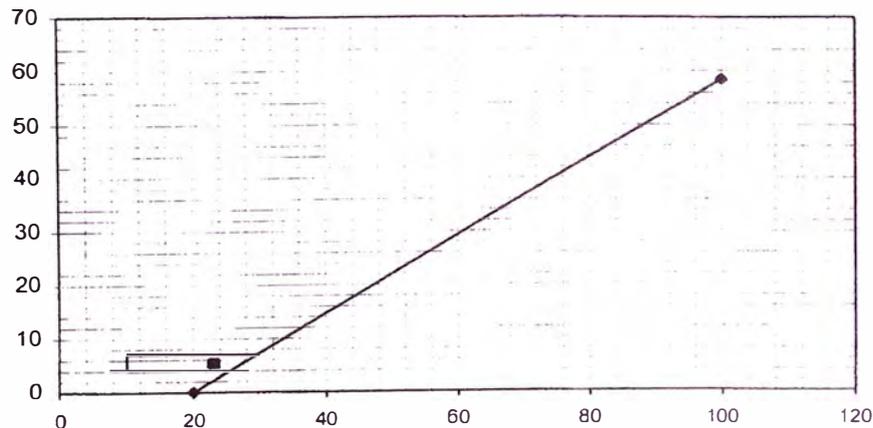
	LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)			
	1	2	1	2	3	4
ENSAYO No						
CAPSULA N.	372	327	301	8	331	18
NUMERO DE GOLPES			15	24	30	41
1 PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	14.80	15.50	15.70	16.90	16.90	17.10
2 PESO CAPSULA + SUELO SECO	14.30	14.90	14.70	16.20	15.70	16.70
3 PESO CAPSULA	11.46	11.49	10.63	13.22	10.41	14.82
4 PESO AGUA (1-2)	0.50	0.60	1.00	0.70	1.20	0.40
5 PESO SUELO SECO (2-3)	2.84	3.41	4.07	2.98	5.29	1.88
6 CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	17.61	17.60	24.57	23.49	22.68	21.28
	L.P. = 17.60		L.L. = 23.01			

I.P. = 5.40

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL-ML

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel. 99912987 95242588
e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



**LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA**



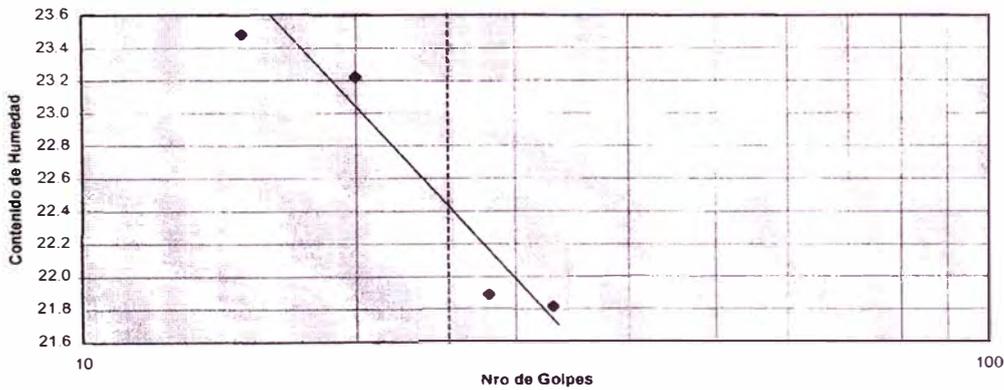
LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITANTE:	Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC	FECHA:	Abril 2007
PROYECTO:	Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb		
LOCALIZACION:	Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería		
SONDAJE:	C - 3	OPERADOR	Y.F.A./M.A.L./K.C.L.
MUESTRA:	M - 1	PROF (m):	0.00-0.34
		REVISADO	ING. J. MARTINEZ

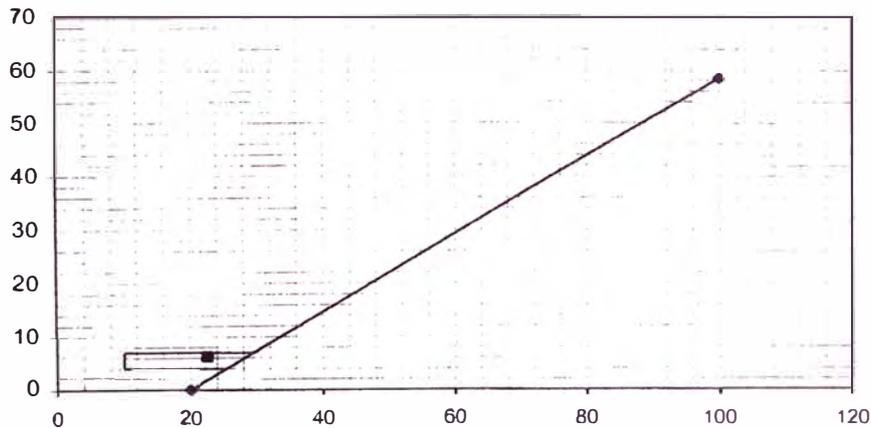
		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)			
		1	2	1	2	3	4
ENSAYO No							
CAPSULA N.		142	330	309	320	335	312
NUMERO DE GOLPES				15	20	28	33
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	14.00	13.70	18.50	17.80	18.80	17.30
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO	13.60	13.20	17.30	16.30	17.50	16.10
3	PESO CAPSULA	10.88	10.43	12.19	9.84	11.56	10.60
4	PESO AGUA (1-2)	0.40	0.50	1.20	1.50	1.30	1.20
5	PESO SUELO SECO (2-3)	2.72	2.77	5.11	6.46	5.94	5.50
6	CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	14.71	18.05	23.48	23.22	21.89	21.82
		L.P. = 16.38		L.L. = 22.60			

I.P. = 6.22

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL-ML

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel: 99912987 95242588
e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe



**LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA**



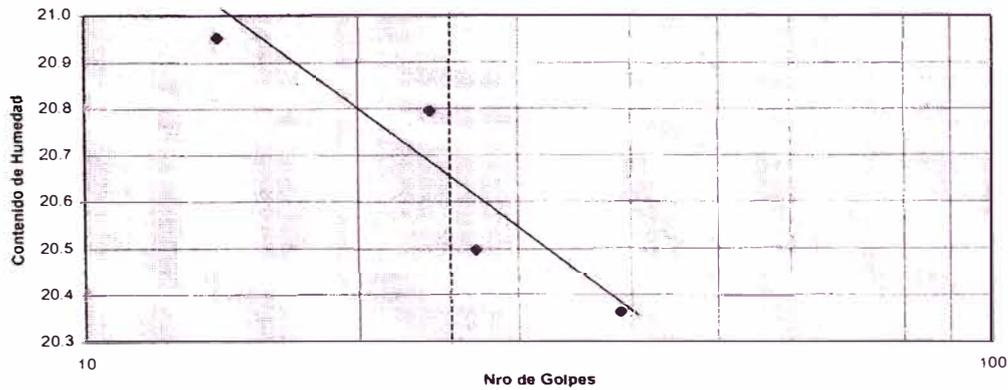
LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITANTE:	Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC	FECHA:	Abril 2007
PROYECTO:	Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb		
LOCALIZACION:	Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería		
SONDAJE:	C - 3	OPERADOR:	Y.F.A./M.A.L./K.C.L.
MUESTRA:	M - 2	PROF (m):	0.34-0.70
		REVISADO:	ING. J. MARTINEZ

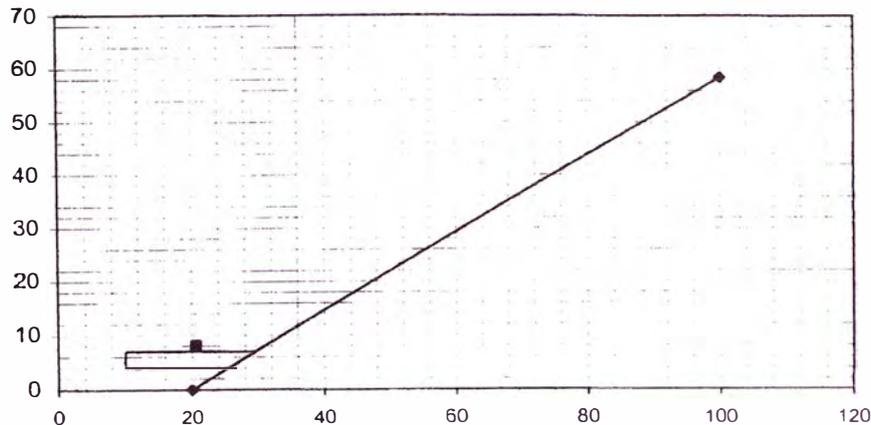
		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)			
		1	2	1	2	3	4
ENSAYO No							
CAPSULA N.		361	315	310	377	317	356
NUMERO DE GOLPES				14	24	27	39
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	14.70	14.30	18.00	17.30	19.40	15.30
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO	14.40	13.80	16.90	16.20	18.00	14.40
3	PESO CAPSULA	11.62	10.28	11.65	10.91	11.17	9.98
4	PESO AGUA (1-2)	0.30	0.50	1.10	1.10	1.40	0.90
5	PESO SUELO SECO (2-3)	2.78	3.52	5.25	5.29	6.83	4.42
6	CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	10.79	14.20	20.95	20.79	20.50	20.36
		L.P. = 12.50		L.L. = 20.65			

I.P. = 8.15

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD

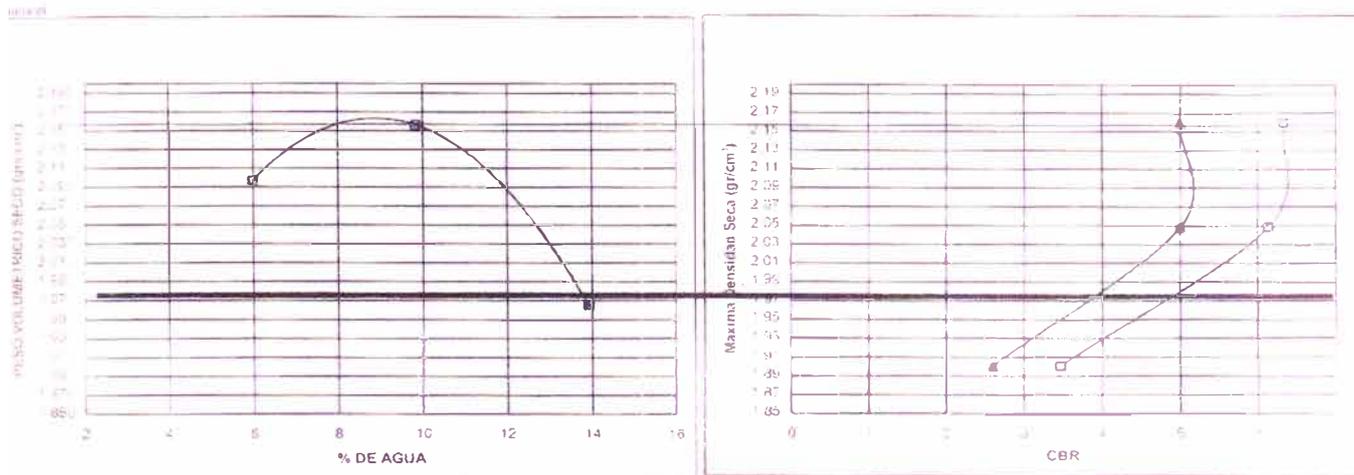


DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL

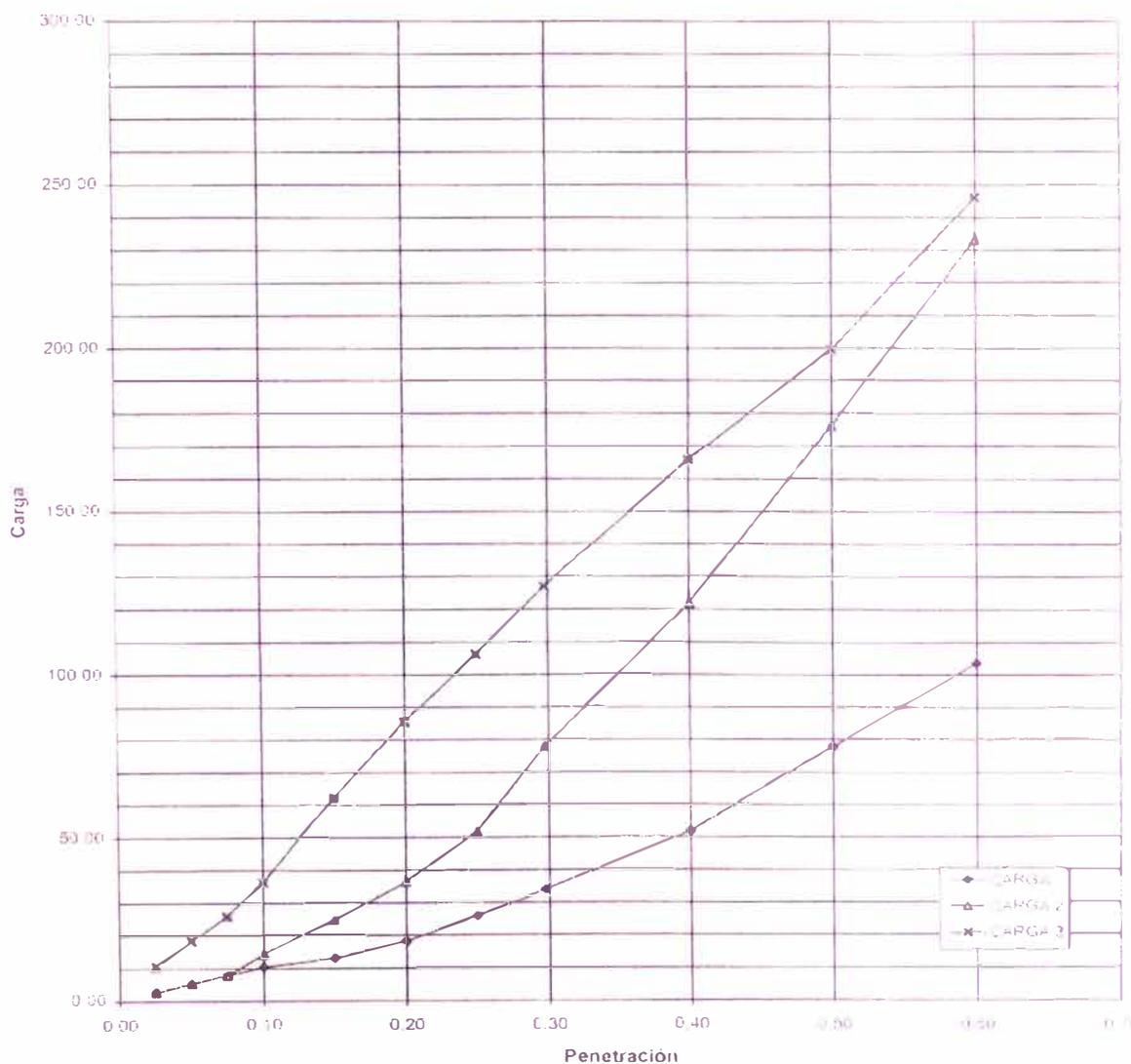
Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel. 99912987 95242588
e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe

ANEXO N° 2

PRUEBAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS EN ZONA DE TRABAJO DEL MATERIAL ZARANDEADO

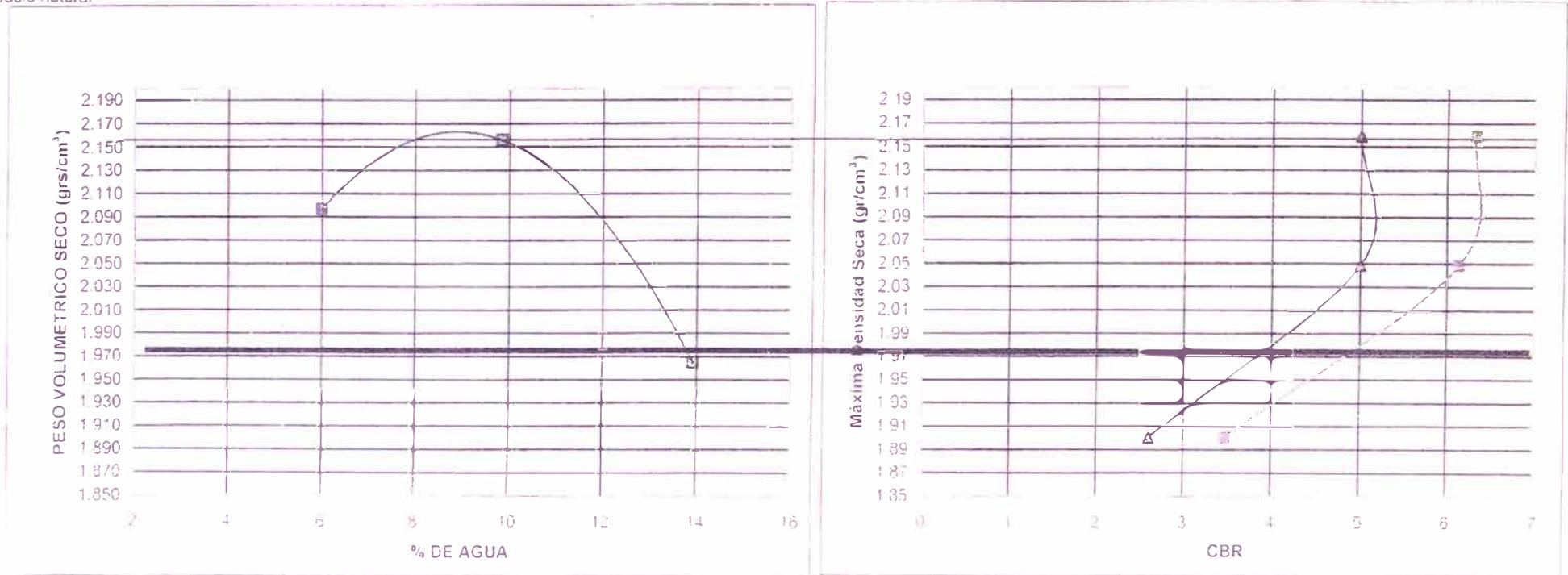


ENSAYO DE CALIFORNIA BEARING RATIO



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA

Suelo natural





ÁREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

ASTM D 422

PROYECTO: Mejoramiento Estructural de Vias Afirmadas con el Sistema Geowed
 SOLICITADO: Grupo 6 del Curso de Titulacion
 UBICACIÓN: Laboratorio Nacional de Hidraulica - Universidad Nacional de Ingeniera
 CALICATA: MUESTRA: M-1 CBR: PROF. (m):
 ING. RESP.: ING. J. MARTINEZ TECNICO: K.C.L./M.A.L./Y.F.A./F.C.H.A. Marzo 2007

HUMEDAD NATURAL DE LA MUESTRA (%):
 PESO DE LA MUESTRA SECA (gr):
 PESO DE LA MUESTRA LAVADA Y SECADA (gr):
 PESOS DE FINOS LAVADOS (gr):

355.800
182.800
173.200

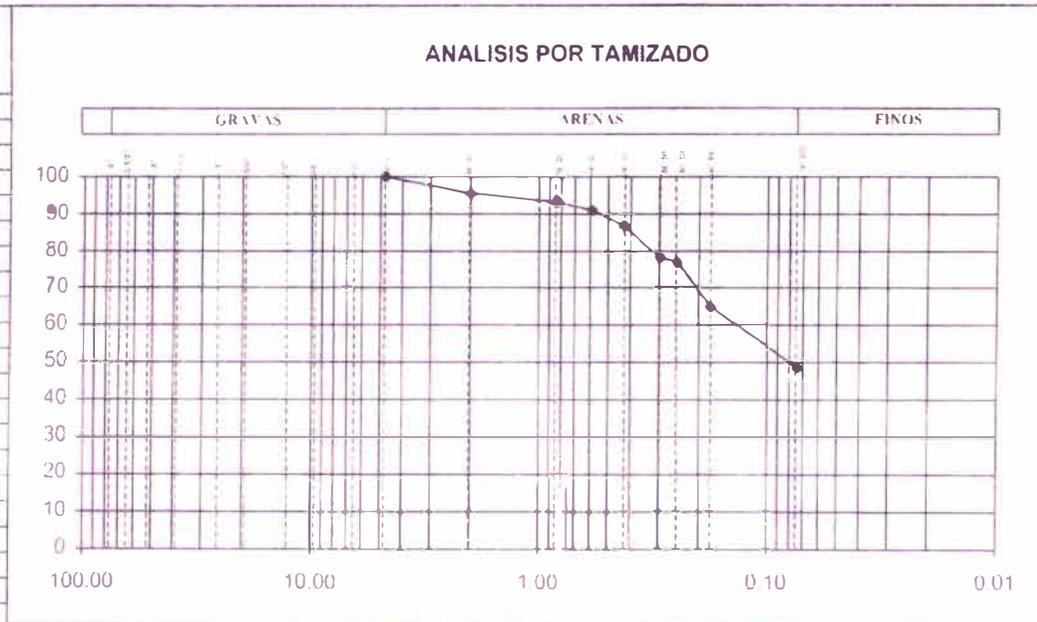
PARAMETROS DE GRANULOMETRIA

D60	0.146
D30	-
D10	-
Cu	-
Cc	-

Gravas	0.00
Arenas	51.32
Finos	48.68

Gruesa	0.00
Fina	0.00
Gruesa	4.61
Media	8.66
Fina	38.06

TAMICES ASTM	DESCRIPCION ABERTURA (m.m.)	PESO RETENIDO (gr.)	PORCENTAJE PARCIAL RETENIDO (%)
3"	76.200		
2 1/2"	63.500		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.525		
1/4"	6.350		
Nº 4	4.750		
Nº 10	2.000	16.40	4.61
Nº 20	0.840	6.20	1.56
Nº 30	0.600	7.60	1.87
Nº 40	0.420	15.10	3.74
Nº 60	0.250	11.10	2.74
Nº 80	0.180	4.10	1.01
Nº 100	0.150	11.40	2.85
Nº 200	0.075	17.80	4.40
FINO			0.00
Limos < 0.075mm < 0.005mm			0.00
Arcillas < 0.005mm			
Calk fino < 0.005mm			





**LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA**



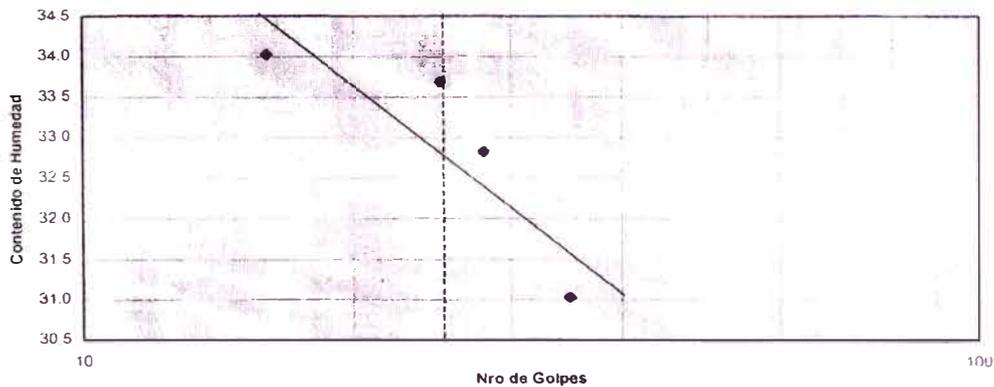
LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITANTE	Grupo 6 del Curso de Titulacion	FECHA	MARZO 2007
PROYECTO	Mejoramiento Estructural de Vias Afirmadas con el Sistema Geow	ENSAYO	-
LOCALIZACION	Laboratorio Nacional de Hidraulica - Universidad Nacional de Inge	OPERADOR	M.A.L /K C.L.
SONDAJE		REVISADO	ING J MARTINEZ
MUESTRA	CBR PROF (m):		

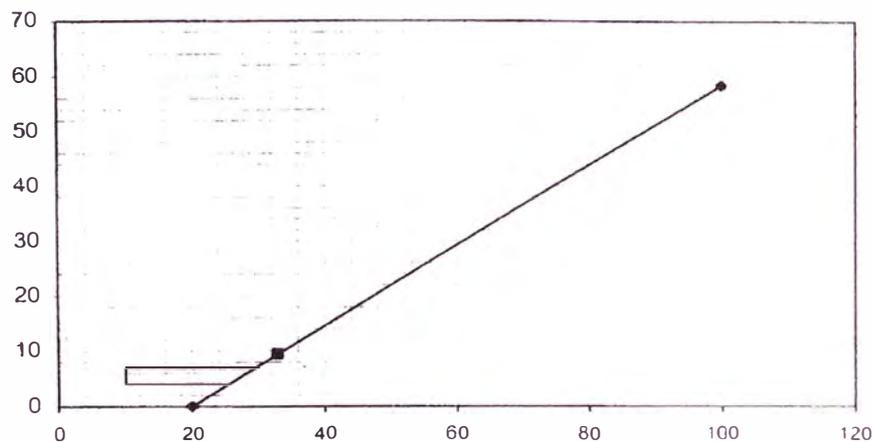
		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)			
		1	2	1	2	3	4
ENSAYO No							
CAPSULA N		374	367	306	352	311	336
NUMERO DE GOLPES				16	25	28	35
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	14.65	13.87	19.10	17.79	21.96	23.45
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO	14.16	13.28	16.98	15.86	19.57	20.63
3	PESO CAPSULA	12.09	10.73	10.75	10.13	12.29	11.54
4	PESO AGUA (1-2)	0.49	0.59	2.12	1.93	2.39	2.82
5	PESO SUELO SECO (2-3)	2.07	2.55	6.23	5.73	7.28	9.09
6	CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	23.67	23.14	34.03	33.68	32.83	31.02
		L.P. = 23.40		L.L. = 32.89			

I.P. = 9.49

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CARTA DE PLASTICIDAD



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL



LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO : PAVIMENTACION
SOLICITADO : GRUPO N° 6
UBICACION : LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA - UNI
HECHO POR : M.A./K.C./Y.F.A

FECHA: MARZO 2007

CONTENIDO DE HUMEDAD

ASTM D - 2216

MUESTRAS		Reja Izquierda		Reja Derecha	
CALICATA		C - 1		C - 1	
MUESTRA N°		Limo arcilloso		Arcilla Limosa	
PROFUNDIDAD (m)					
FRASCO No		364		346	
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	114.83		104.33	
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	113.11		99.27	
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	1.72		5.06	
4. Peso de recipiente	grs	11.98		11.75	
5. Peso de suelo seco	(2) -(4) grs	101.13		87.52	
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	1.70		5.78	

MUESTRAS		Reja Izquierda		Reja Derecha	
CALICATA					
MUESTRA N°					
PROFUNDIDAD (m)					
FRASCO No					
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs				
2. Peso recipiente + suelo seco	grs				
3. Peso de agua	(1) - (2) grs				
4. Peso de recipiente	grs				
5. Peso de suelo seco	(2) -(4) grs				
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %				

MUESTRAS		Reja Izquierda		Reja Derecha	
CALICATA					
MUESTRA N°					
PROFUNDIDAD (m)					
FRASCO No					
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs				
2. Peso recipiente + suelo seco	grs				
3. Peso de agua	(1) - (2) grs				
4. Peso de recipiente	grs				
5. Peso de suelo seco	(2) -(4) grs				
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %				



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (Gs) A.S.T.M. - 854

Proyecto : PAVIMENTACION

Solicitado: GRUPO N° 6

Ubicacion: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA - UNI

Fecha : MARZO 2007

UBICACIÓN	Reja izquierda	Reja derecha				
MUESTRA	Limo Arcilloso	Arcilla Limosa				
CALICATA	C-1	C-2				
NRO DEL FRASCO	3	4				
1	Peso del frasco + peso suelo seco (gr)	209.5	202.2			
2	Peso del frasco volumétrico	109.6	102.3			
3	Peso del suelo seco (1 - 2) (gr)	99.9	99.9			
4	Peso del frasco + peso suelo + peso agua (gr)	422.6	415.2			
5	Peso del frasco + peso del agua enrasada (gr)	359.6	352.3			
6	Volumen del suelo (3 + 5 - 4) (cm ³)	36.9	37.0			
7	Gs (3)/(6) gr/cc	2.7	2.7			

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4

Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería

Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel:99912987 95242588

e-mail: lnhyeo@yahoo.com

lnh_geo@uni.edu.pe

ANEXO N° 3

PRUEBAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS EN POZA DE PRUEBA



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO : Mejoramiento Estructural de Vías Afirmadas con el Sistema Geoweb
SOLICITADO : Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
UBICACIÓN : Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería
HECHO POR : Y.F.A./M.A.L./K.C.L.

FECHA: 25 de Abril del 2007

DENSIDAD DE CAMPO ANILLO

MUESTRAS

CALICATA		Subrasante	Subrasante	Subrasante					
MUESTRA N°		M - 1	M - 2	M - 3					
PROFUNDIDAD (m)									
FRASCO No		307	339	343					
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	146.09	125.74	128.88					
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	122.85	104.17	109.82					
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	23.24	21.57	19.06					
4. Peso de recipiente	grs	12.93	12.93	12.93					
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	109.92	91.24	96.89					
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	21.14	23.64	19.67					
7. Volumen del anillo	cc	56.55	56.55	56.55					
8. Densidad seca	(5)/(7)	1.94	1.61	1.71					
9. Peso suelo húmedo	(1)-(4)	133.16	112.81	115.95					
10. Densidad húmeda	(9)/(7)	2.35	1.99	2.05					

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
Telf. (01) 481-1070 anexo 302 Cel: 99912987 95242588
e-mail: lnhgeo@yahoo.com
lnh_uni@uni.edu.pe

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE INCONFINADA

SOLICITADO: Grupo 1	UBICACIÓN: Universidad Nacional de Ingeniería
PROYECTO: Pavimentación	

SONDA: II	Grupo 6	PROF:	FECHA: Abril 2007
MUESTRA: A	ESTADO: INALTIADO	ENSAYO N°: 1	

Cte de anillo de carga =	6.010
Cte de anillo de deformación =	1.000

PROPIEDADES FISICAS DEL ESPECIMEN

LIMITES DE CONSISTENCIA			
L.L. =	NT	I.P. =	NP
L.P. =	NT	C.H. =	

GRANULOMETRIA	CLASIFICACION SUCS
(GRAVA)	
ARENA	
FINOS	

DENSIDADES (kg/cm³)			
γ _n =		γ _{máx} =	
γ _s =		γ _{mín} =	

DATOS DEL ESPECIMEN AL INICIO DE LA PRUEBA

Dimensiones (cm)		Areas (cm²)			
hs =	<input type="text"/>	As =	<input type="text"/>	Wi (g)	<input type="text" value="119.88"/>
hc =	<input type="text"/>	Ac =	<input type="text"/>	Vi (cm³)	<input type="text" value="67.34"/>
hi =	<input type="text"/>	Ai =	<input type="text"/>	γ _m (g/cm³)	<input type="text" value="1.780"/>
hm (mm) =	<input type="text" value="70"/>	Am (cm²) =	<input type="text" value="9.62"/>		

DATOS DEL ESPECIMEN AL FINAL DE LA PRUEBA

Dimensiones (cm)		Areas (cm²)			
hs =	<input type="text"/>	As =	<input type="text"/>	Wi (g)	<input type="text" value="132.50"/>
hc =	<input type="text"/>	Ac =	<input type="text"/>	Vi (cm³)	<input type="text" value="10.60"/>
hi =	<input type="text"/>	Ai =	<input type="text"/>	γ _m (g/cm³) =	<input type="text" value="12.497"/>
hm (mm) =	<input type="text" value="60"/>	Am (cm²) =	<input type="text" value="1.77"/>		

Lectura en el dial de deformación	Lectura en el dial de deformación	deformación total	deformación unitaria	T - A	Área corregida	Lectura en el dial de carga	Fuerza axial aplicada	Esfuerzo
							kg	kg/cm²
mm x 10 ⁻²	pulg	mm	λ		cm²			
0.000	0.000	0.000	0.0000	1.0000	5.69	0.0	0.00	0.000
3.500	0.001	0.035	0.0005	0.9995	5.70	1.0	0.19	0.033
7.000	0.003	0.070	0.0010	0.9990	5.70	3.2	0.19	0.033
10.500	0.004	0.105	0.0015	0.9985	5.70	7.2	0.38	0.066
17.500	0.007	0.175	0.0025	0.9975	5.71	23.5	0.57	0.099
24.500	0.010	0.245	0.0035	0.9965	5.71	43.0	0.94	0.165
35.000	0.014	0.350	0.0050	0.9950	5.72	48.0	1.89	0.330
52.500	0.021	0.525	0.0075	0.9925	5.74	7.0	3.77	0.658
70.000	0.028	0.700	0.0100	0.9900	5.75	11.6	5.66	0.984
87.500	0.034	0.875	0.0125	0.9875	5.77	16.5	7.16	1.276
105.000	0.041	1.050	0.0150	0.9850	5.78	21.8	9.06	1.567
122.500	0.048	1.225	0.0175	0.9825	5.79	28.8	9.81	1.693
140.000	0.055	1.400	0.0200	0.9800	5.81	35.0	11.27	1.940
157.500	0.062	1.575	0.0225	0.9775	5.82	40.4	12.55	2.154
175.000	0.069	1.750	0.0250	0.9750	5.84	46.0	13.45	2.304
192.500	0.076	1.925	0.0275	0.9725	5.85	50.8	14.55	2.484
210.000	0.083	2.100	0.0300	0.9700	5.87	54.8	15.09	2.571
227.500	0.090	2.275	0.0325	0.9675	5.88	56.2	15.64	2.657
245.000	0.096	2.450	0.0350	0.9650	5.90	56.4	15.82	2.681
262.500	0.103	2.625	0.0375	0.9625	5.92	54.2	15.09	2.551
280.000	0.110	2.800	0.0400	0.9600	5.93	52.0	14.55	2.453
297.500	0.117	2.975	0.0425	0.9575	5.95	43.0	11.27	1.896
315.000	0.124	3.150	0.0450	0.9550	5.96	38.0	9.43	1.582
332.500	0.131	3.325	0.0475	0.9525	5.98	35.0	7.55	1.263
350.000	0.138	3.500	0.0500	0.9500	5.99	33.8	5.66	0.944
385.000	0.152	3.850	0.0550	0.9450	6.02	29.0	3.77	0.626
420.000	0.165	4.200	0.0600	0.9400	6.06	25.8	2.83	0.467
455.000	0.179	4.550	0.0650	0.9350	6.09	23.0	2.08	0.341
490.000	0.193	4.900	0.0700	0.9300	6.12	21.0	1.70	0.277
560.000	0.220	5.600	0.0800	0.9200	6.19	20.0	0.94	0.152
630.000	0.248	6.300	0.0900	0.9100	6.25	17.0	0.94	0.151
700.000	0.276	7.000	0.1000	0.9000	6.33	12.0	0.94	0.149
770.000	0.303	7.700	0.1100	0.8900	6.40	6.0	0.94	0.147
840.000	0.331	8.400	0.1200	0.8800	6.47	3.0	0.94	0.146
910.000	0.358	9.100	0.1300	0.8700	6.54	2.0	0.75	0.115
980.000	0.386	9.800	0.1400	0.8600	6.62	1.0	0.57	0.085
1050.000	0.413	10.500	0.1500	0.8500	6.70	1.0	0.38	0.056

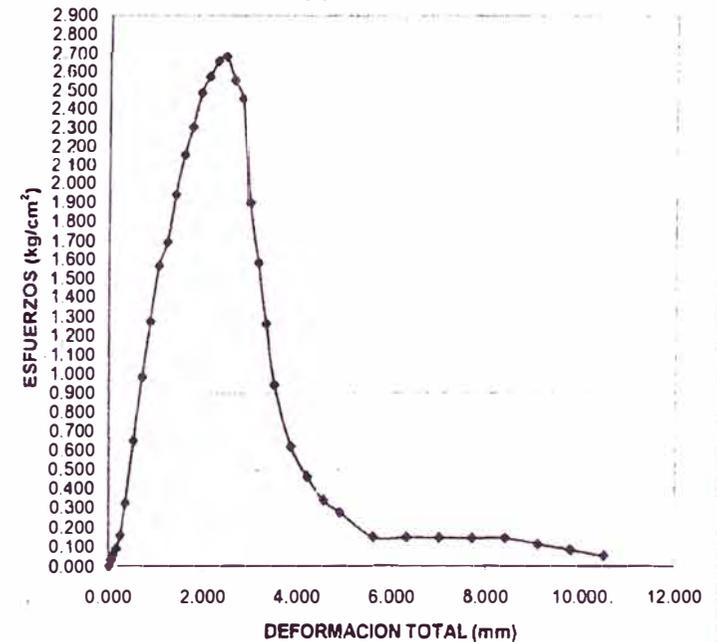
Contenido de humedad de la muestra

Tara N°	32
Peso de tara + sh	144.76
Peso de tara + ss	126.4
Peso de agua	18.36
Peso de tara	12.26
Peso de suelo seco	114.14
Cont. de Humedad	16.09

Esfuerzo último que	<input type="text" value="2.69"/>
Es del suelo	<input type="text"/>
c (fricción)	<input type="text"/>
1.345	<input type="text"/>

131.90

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE



ANEXO N° 4

PRUEBAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS EN ZONA DE TRABAJO CON APLICACION DEL GEOWEB



LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
 AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA



LABORATORIO GEOTECNICO

PROYECTO : GRUPO PAVIMENTACION
 SOLICITADO :
 UBICACIÓN :
 HECHO POR :

FECHA: MARZO 2007

DENSIDAD DE CAMPO
 ANILLO

MUESTRAS	Grupo 3	Grupo 4	Grupo 6
CALICATA	M-1	M-1	M-1
MUESTRA N°			
PROFUNDIDAD (m)			
FRASCO No	14	161	348
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs 143.40	129.38	108.89
2. Peso recipiente + suelo seco	grs 123.10	106.40	83.70
3. Peso de agua	(1) - (2) grs 20.30	22.98	25.19
4. Peso de recipiente	grs 15.72	10.94	12.93
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs 107.38	95.46	70.77
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 % 18.90	24.07	35.59
7. Volumen del anillo	cc 56.55	56.55	56.55
8. Densidad seca	(5)/(7) 1.90	1.69	1.25
9. Peso suelo húmedo	(1)-(4) 127.68	118.44	95.96
10. Densidad húmeda	(9)/(7) 2.26	2.09	1.70

Av. Tupac Amaru Puerta N° 4
 Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería
 Telf (01) 481-1070 anexo 302 Cel 99912987 95242588
 e-mail lnhgeo@yahoo.com
lnh.uni.edu.pe

**LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
AREA DE GEOTECNIA APLICADA A LA HIDRAULICA**

RELACION HUMEDAD - DENSIDAD

COMPACTACION - C.B.R.

Número de Capas : 5					Número de Capas : 5					
Método de Compactación: "A" ASTM D - 1557 - 78					ASTM D - 1883 - 87					
					1898 68	1898 68	1892 61			
VOL. MOLDE (cc)										
N° Golpes					9	12	17			
N° Molde					2	1	3			
P. Suelo Hum + Molde (gr)					7032	7024	7362			
P. Molde (gr)					3542	3414	3640			
P. suelo húmedo (gr)					3490	3610	3722			
N° de recipiente	31	15	377		311	349	328	355	313	336
P. suelo hum + recipiente (gr)	112 25	123 83	113 03		105 96	92 49	112 00	105 04	92 10	87 20
P. suelo seco + recipiente (gr)	97 74	108 21	99 00		99 09	117 14	105 57	99 25	88 75	82 40
Peso de agua (gr)	14 51	15 62	14 03		6 27	5 35	6 43	5 79	5 35	4 80
Peso de recipiente (gr)	11 91	11 91	11 91		11 91	10 34	11 23	11 49	10 83	10 22
P. suelo seco (gr)	85 83	96 30	87 09		87 78	76 80	94 34	87 76	75 92	72 18
Humedad (%)	16 91	16 22	16 11		7 14	6 97	6 82	6 60	7 05	6 65
Promedio de Humedad					7 05	6 71	6 85			
GRAVEDAD ESPECIFICA					2 660	2 660	2 660			
Dens. Humeda (gr/cc)					1 838	1 901	1 967			
RELACION DE VACIOS					0 549	0 493	0 445			
Dens. seca (gr/cc)					1 717	1 782	1 841			

CAP. DEL ANILLO:			FAC. DEL ANILLO: 7.77			
N° Golpes	9		12		17	
N° MOLDE	2		1		3	
PENET.	LECT. DIAL	CARGA 1	LECT. DIAL	CARGA 2	LECT. DIAL	CARGA 3
0.000	0	0	0	0	0	0
0.025	1	3	3	8	4	10
0.050	1.2	3	4	10	7	18
0.075	1.5	4	4.5	12	8	21
0.100	2	5	5.2	13	10	26
0.150	2.5	6	6.1	16	14	36
0.200	2.5	6	6.9	18	17	44
0.250	2.9	8	7.8	20	20	52
0.298	3	8	8.1	21	22	57
0.400	3.5	9	9	23	27	70
0.500	3.9	10	10.1	26	30.1	78
0.600	4.5	12	10.9	28	33	85
0.1"	5	0.50	13	1.30	28	2.60
0.2"	7	0.47	19	1.27	44	2.93

Proyecto: Mejoramiento Estructural de Vías Atravesadas con el Sistema Geoweb
 Solicitado: Grupo 6 - Curso de Titulación 2006 - FIC
 Ubicación: Laboratorio Nacional de Hidráulica - Universidad Nacional de Ingeniería
 Muestra: Sobrecante
 Ing. Resp: Ing. José Alberto Martínez Del Rosario
 Técnico: Y.F. ALBA C.
 Registro:
 Fecha: 25 de Abril 2007

RESULTADOS

MAX DENS SECA (gr/cc)	2 263
OPT CONT DE HUM (%)	9 40
CBR al 100% de la MDS (%)	
CBR al 95% de la MDS (%)	
REFIENE TAMIZ 3" o 2" (%)	
RET TAMIZ 3/4" o N° 4" (%)	8 2
PASA TAMIZ N° 200 (%)	52 78
CLAS. SUCS o AASTHO	CL
PESO ESPECIFICO (gr/cc)	2 66

ABSORCION

Peso. Suelo Húmedo + Molde (gr)			
Peso Molde (gr)			
Peso Suelo Hum. Embebido (gr)			
Peso Suelo Hum. Sin Embebido (gr)			
Agua Absorbida (cc)			
Peso de suelo seco (gr)			
Absorción (%)			

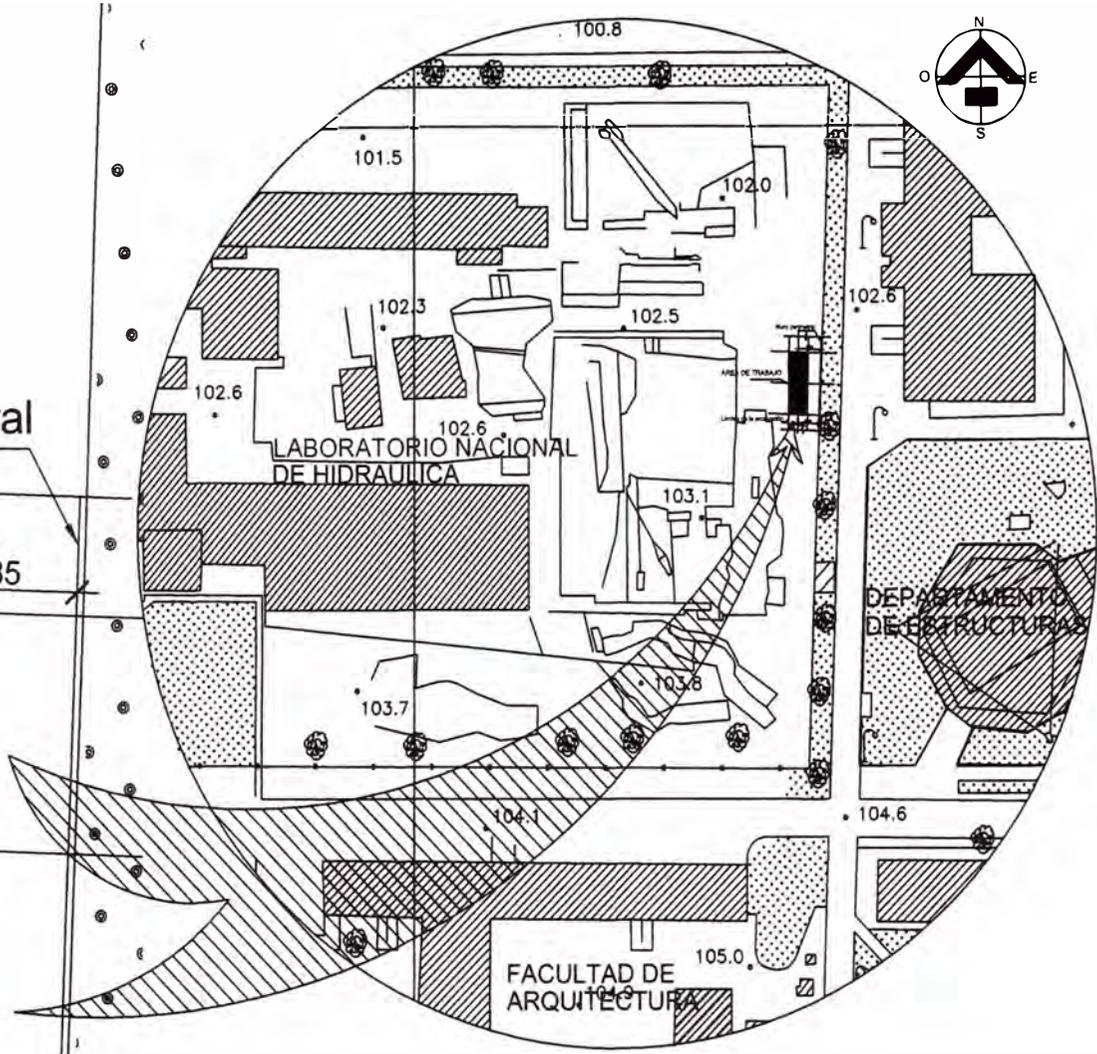
OBSERVACIONES _____

Gravas	0 00	Gruesa	0 00
		Fina	4 43
Arenas	42 79	Gruesa	1 80
		Media	10 44
		Fina	30 56
Finos	52 78		

FECHA	HORA	L.D.	L.D.	L.D.
% DE EXP.				

ANEXO N° 5

PLANOS DE PROYECTO: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON SISTEMA GEOWEB



Muro perimetral

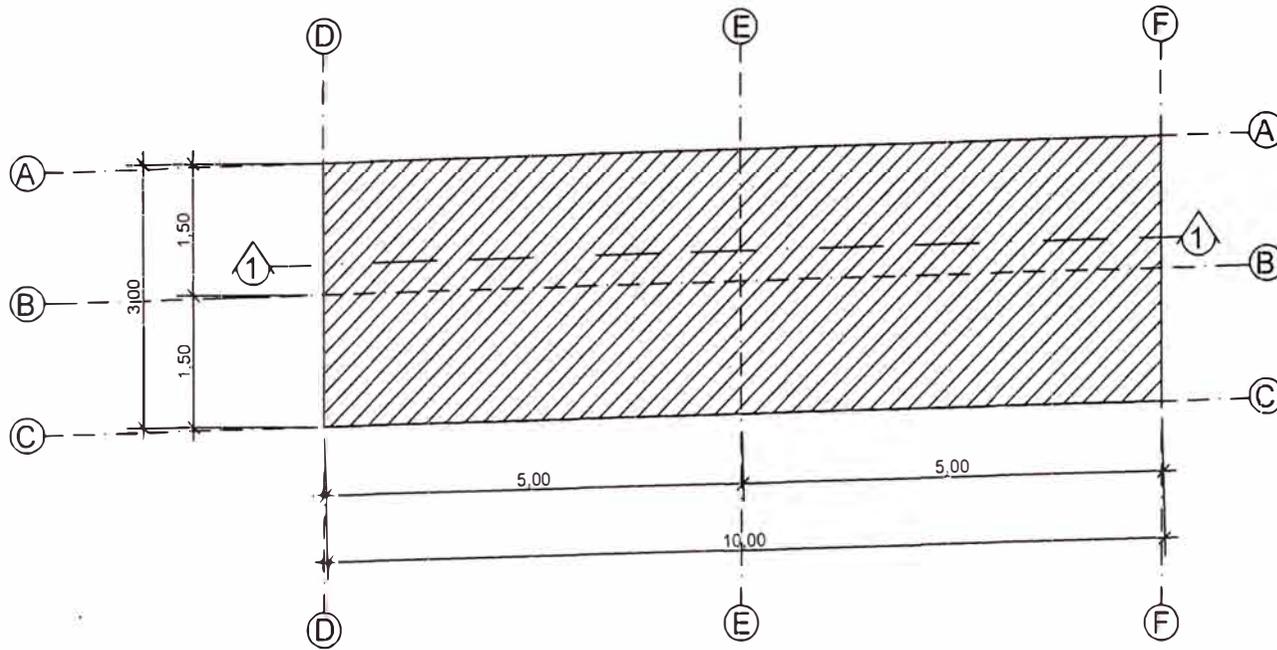
3.85

ÁREA DE TRABAJO

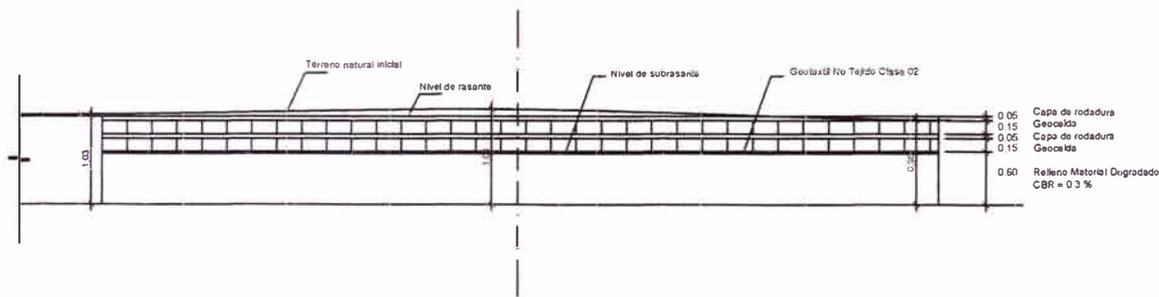
Límites de la excavación

3.59

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006		
TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB		
PLANO: UBICACION	LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA	
ESCALA: S/E	REALIZADO POR:	GRUPO # 6 01



PLANTA

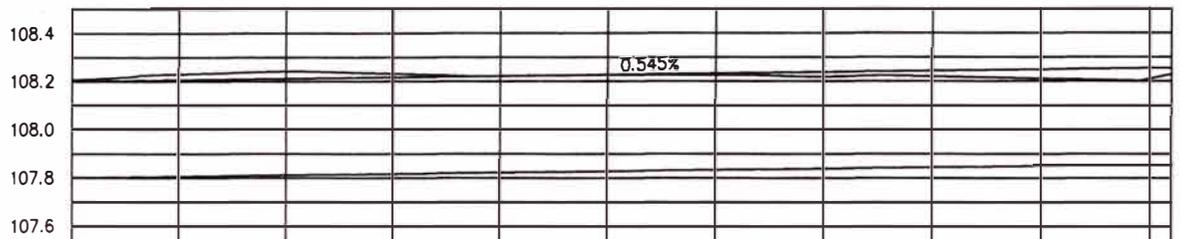
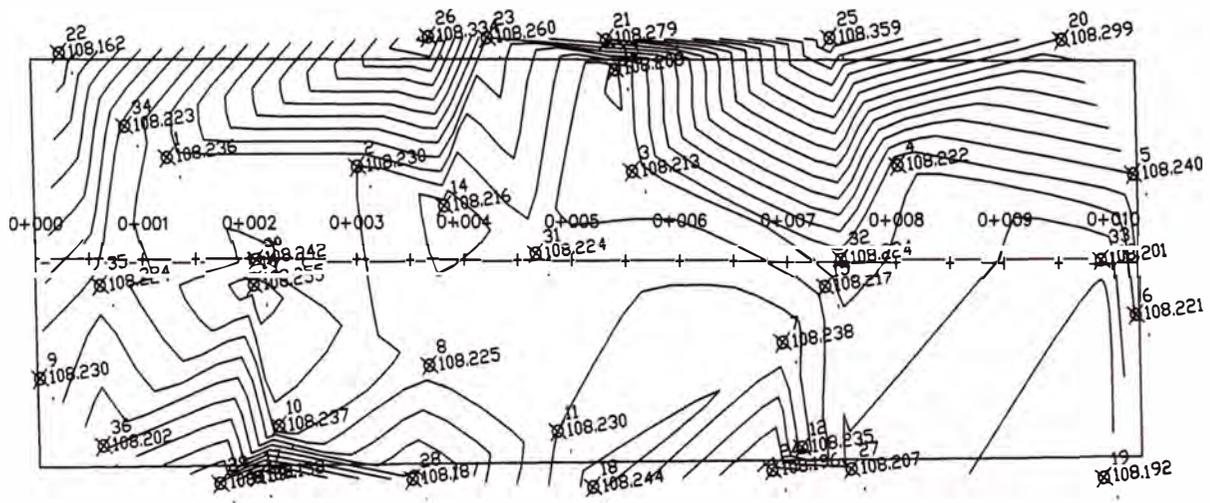


CORTE 1 - 1

ESPECIFICACIONES TECNICAS

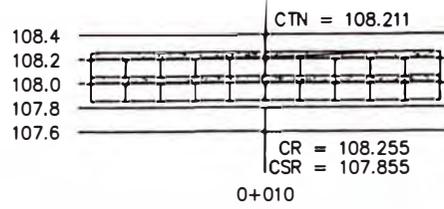
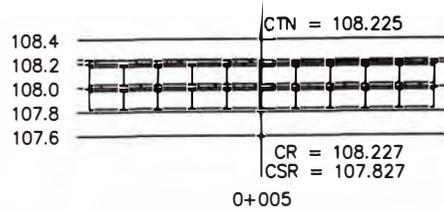
- Cu : Resistencia al Corte de la Subrasante..... 8.60 KPa
- Nc : Coeficiente de capacidad de carga
basado en el volumen de transito de diseño..... 2.8
- P : Carga de la rueda de diseño..... 90 Kn
- p : Presion de contacto..... 620

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006		
TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB		
PLANO: PLANTA GENERAL	LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA	
ESCALA: 1/100	REALIZADO POR: GRUPO # 6	02

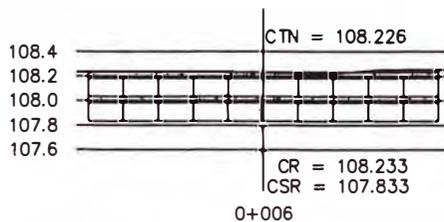
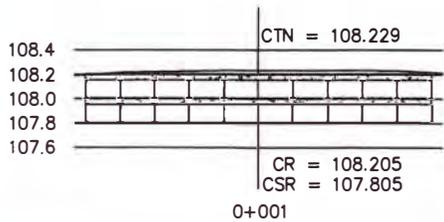
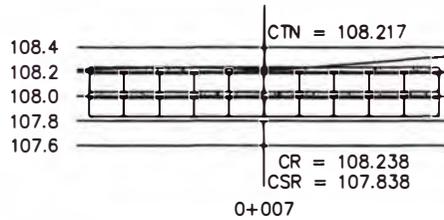
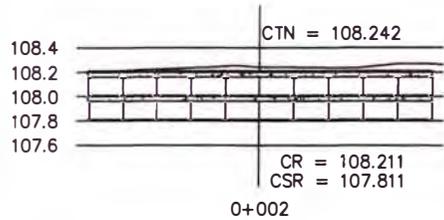
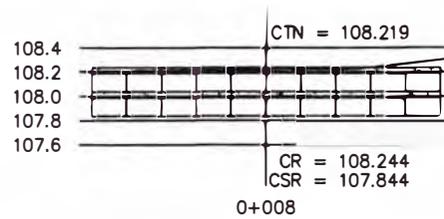
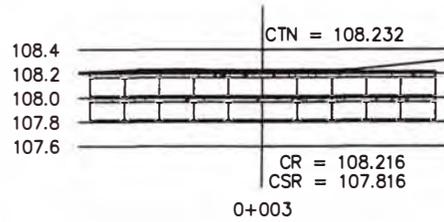
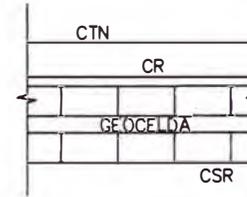
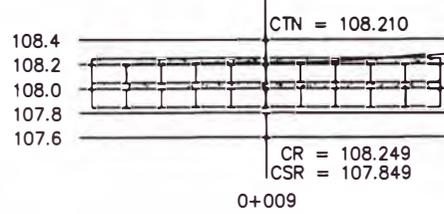
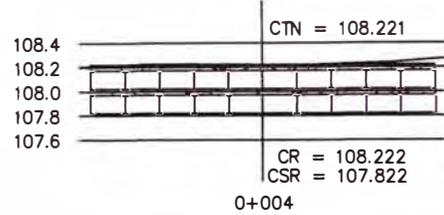


COTA DEL TERRENO NATURAL	108.206	108.229	108.242	108.232	108.221	108.225	108.226	108.217	108.219	108.210	108.211
COTA DE LA RASANTE	108.200	108.205	108.211	108.216	108.222	108.227	108.233	108.238	108.244	108.249	108.255
COTA DE LA RASANTE	107.800	107.805	107.811	107.816	107.822	107.827	107.833	107.838	107.844	107.849	107.855
PROGRESIVA	0+000	0+001	0+002	0+003	0+004	0+005	0+006	0+007	0+008	0+009	0+010

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006		
TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB		
PLANO: PERFIL	LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA	
ESCALA: 1/100	REALIZADO POR:	GRUPO # 6



CTN = COTA DE TERRENO NATURAL
CR = COTA DE RASANTE
CSR = COTA DE SUBRASANTE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006		
TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB		
PLANO: SECCIONES	LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA	
ESCALA: 1/100	REALIZADO POR: GRUPO # 6	04

NOTAS PARA CONEXIONES ESTANDAR ENTRE SECCIONES DE GEOWEB:

1. LAS SECCIONES ADYACENTES DE GEOWEB SE ENGRAPAN JUNTAS MEDIANTE ENGRAPADORAS Y GRAPAS APROBADAS POR EL FABRICANTE
2. LOS BORDES SUPERIORES DE LAS PAREDES DE CELDAS ADYACENTES DEBEN ESTAR AL MISMO NIVEL AL ENGRAPARLAS.
3. LAS CONEXIONES LATERALES ENTRE SECCIONES DE GEOWEB EXTENDIDAS DEBEN ESTAR EN TRESBOLLO (INTERCALADAS) TAL COMO LO MUESTRA LA FIGURA A. LAS JUNTAS SOLDADAS DEBEN ESTAR ALINEADAS AL ENGRAPARLAS.
4. LAS CONEXIONES ENTRE LOS EXTREMOS DE LAS SECCIONES DE GEOWEB DEBEN ESTAR FRENTE A FRENTE TAL COMO LO MUESTRA LA FIGURA B. LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS CELDAS EXTERIORES QUE SE CONECTAN DEBEN ESTAR ALINEADOS Y ENGRAPADOS EN EL PUNTO DE CONTACTO DE LAS PAREDES DE LAS CELDAS.

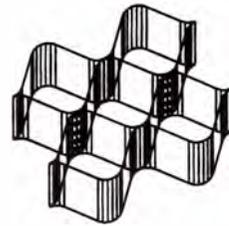
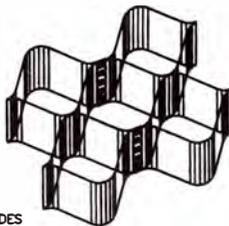
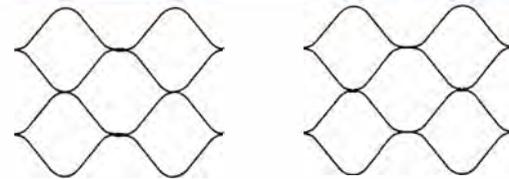


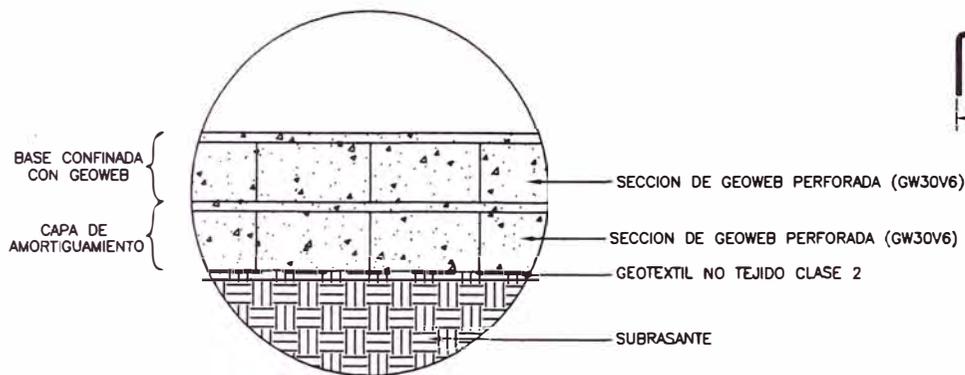
FIGURA A
DETALLE DE CONEXION LATERAL
- EN TRESBOLLO (INTERCALADA)

FIGURA B
DETALLE DE CONEXION EN EL EXTREMO
- FRENTE A FRENTE

DETALLE DE CONEXION DE LOS EXTREMOS CON GRAPAS

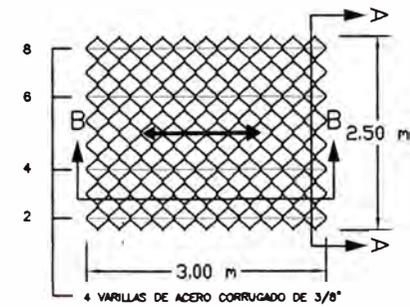


SECCION B - B

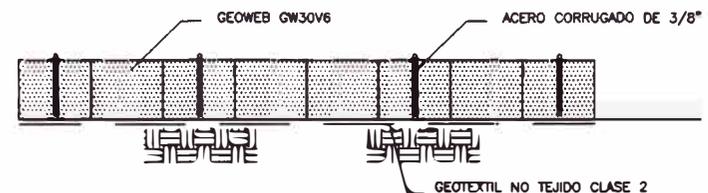


DETALLE B

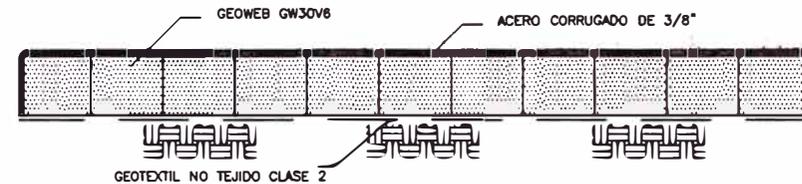
DETALLES DE UN PAVIMENTO GRANULAR TIPICO



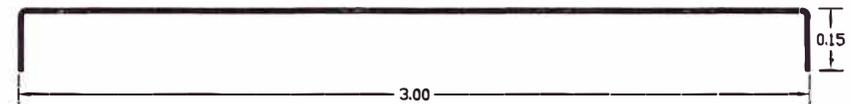
ESPACIAMIENTO PARA ACERO CORRUGADO DE 3/8"



SECCION A - A

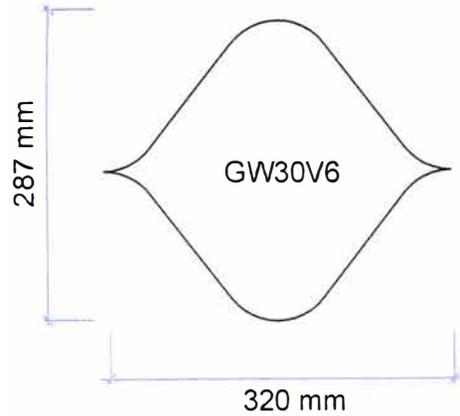


SECCION B - B

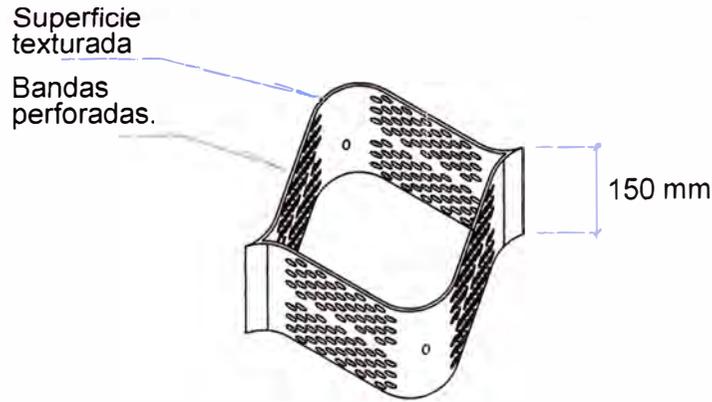


DETALLE DE ACERO CORRUGADO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
PROYECTO:	CURSO DE TITULACION 2006
TEMA:	MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB
PLANO:	DETALLES 1
LUGAR:	LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
ESCALA:	1/100
REALIZADO POR:	GRUPO # 6



DIMENSIONES



VISTA ISOMETRICA DE GEOWEB TEXTURADA Y PERFORADA

PROPIEDADES DEL TEXTURADO Y PERFORADO

Descripción:

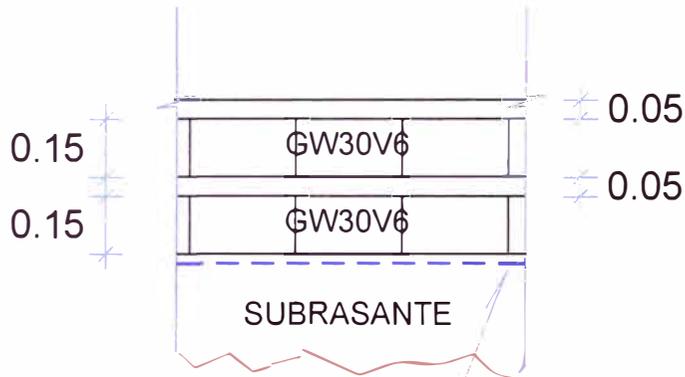
Indentaciones romboidales (forma de diamante).
 Densidad superficial 22-31 indentaciones por cm².
 Espesor de faja incluyendo texturado 1.52mm±0.15mm ASTM D5199.
 Perforaciones de 10mm en hileras.
 Separación horizontal entre centros 19mm.
 Separación vertical entre centros 12mm.

Capacidad:

Las fajas de polietileno estarán texturizadas y perforadas en forma tal que el ángulo de fricción máximo de la arena sílicea #40 con 100% de densidad relativa no sea mayor del 85% del ángulo de fricción máximo de la arena sílicea aislada, ensayada con el método del corte directo bajo norma ASTM D5321. Las perforaciones restarán 16% ±1% del área de las paredes de las celdas.

ESPECIFICACIONES

GEOCELDAS GEOWEB	
TIPO	: GW30V6
MATERIAL	: Polietileno de Alta Densidad (HDPE) 0.935 - 0.965 g/cm ³ (ASTM D-1505)
ESPESOR DE BANDA	: 1.27mm -5% +10% (ASTM D-5199)
DIMENSIONES (A x L)	: 320mm x 287mm
ALTURA	: 150mm
CARACTERISTICAS	: Superficie texturada y perforada color negro y paso para tendones
ESTABILIZADOR	: 1.5%-2% negro de humo.
RESIST. AL AGRIETAMIENTO POR EXPOSICION AL MEDIO AMBIENTE	: 3000 hrs (ASTM D-1693).



Geotextil no Tejido Clase 2

SECCION TIPICA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB

PLANO: DETALLES 2

LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA

ESCALA: 1/100

REALIZADO POR: GRUPO # 6

05.1

FIGURA 1

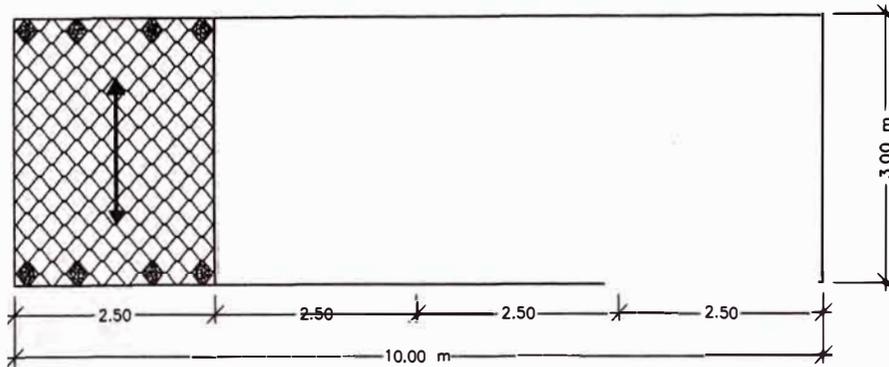


FIGURA 2

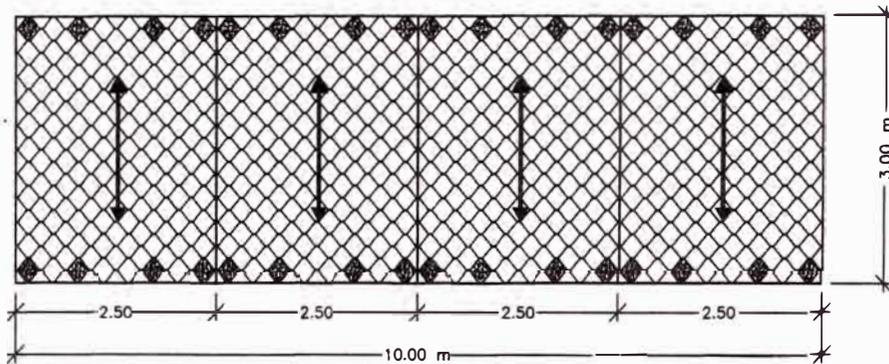
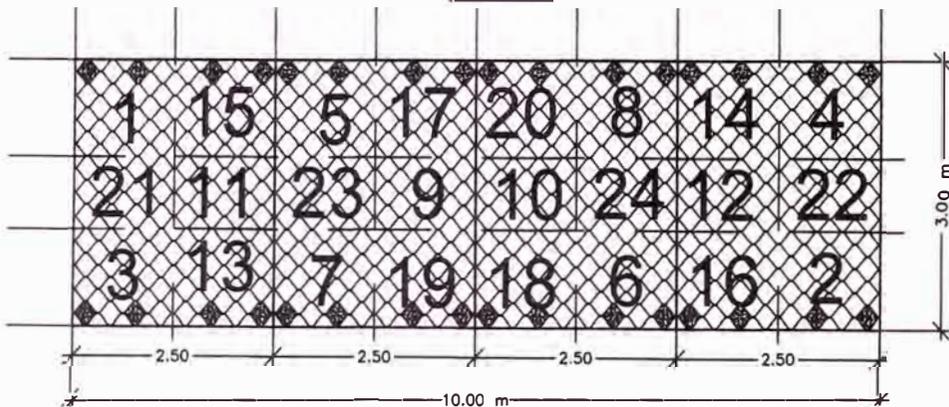


FIGURA 3



PROCEDIMIENTO:

1. EXCAVAR O RELLENAR LA SUBRASANTE HASTA LAS PENDIENTES, NIVELES Y DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS DE CONSTRUCCION.
2. VERIFICAR QUE EL SUELO DE SUBRASANTE SATISFAGA LOS REQUERIMIENTOS DE RESISTENCIA DEL DISEÑO. DE ENCONTRARSE SUELOS INACEPTABLES, ESTOS SERAN REMOVIDOS Y REEMPLAZADOS POR RELLENO PREPARADO DE ACUERDO CON LAS INDICACIONES DEL INGENIERO DE PROYECTO.
3. COLOCAR EL GEOTEXTIL NO TEJIDO CLASE 2 SOBRE LA SUBRASANTE
4. COLOCAR EL ACERO DOBLADO EN FORMA DE "C" DE ACUERDO AL DETALLE DE LA SECCION A - A Y B - B DE LA LAMINA 05 Y LUEGO EXTENDER LA GEOCELDA DE ACUERDO A LAS MEDIDAS ESTABLECIDAS EN EL PLANO DE DISTRIBUCION (LAMINA 07)
5. LUEGO SE PROCEDE AL LLENADO CON MATERIAL GRANULAR LAS GEOCELIDAS COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA 1, LAS CUALES SERBIRAN INICIALMENTE COMO LASTRES PARA PODER RETIRAR LOS FIERROS COLOCADOS ANTERIORMENTE Y ASI CONTINUE EN SU FORMA EXPANDIDA LA GEOCELDA
6. SE PROCEDE A EJECUTAR LO MISMO DEL PASO 4 PERO CON LA SALVEDAD QUE TENEMOS QUE ASEGURARNOS QUE TODAS LAS CELDAS ADYACENTES ESTEN BIEN ENGRAPADAS SEGUN SEA EL CASO TAL COMO SE INDICA EN LA FIGURA A Ó FIGURA B DEL PLANO DE DETALLES 1 - LAMINA 05 Y LUEGO PROCEDEMOS CON EL PASO 5 Y ASÍ SUCESIVAMENTE HASTA COMPLETAR LA SECCION TOTAL DE LA FIGURA 3
7. COLOCAR EL MATERIAL DE RELLENO ESPECIFICADO HASTA APROXIMADAMENTE 50 mm (2 pulg) ENCIMA DE LAS PAREDES DE CELDAS, SEGUN LA NUMERACION DE LA CUADRICULA DE LA FIGURA 3, COMPACTAR LEVEMENTE EL MATERIAL DE RELLENO CON UN PIZON DE MANO PARA ESTA CAPA DE AMORTIGUAMIENTO
8. PARA LA CAPA QUE VENDRIA A SER LA BASE CON GEOWEB, DEL MISMO MODO PROCEDEMOS CON LOS PASOS 4,5,6 Y 7, PERO EN ESTE CASO SE UTILIZARA PARA LA COMPACTACION UNA UNA PLANCHA VIBRATORIA A UN MINIMO DE 95% SPDD

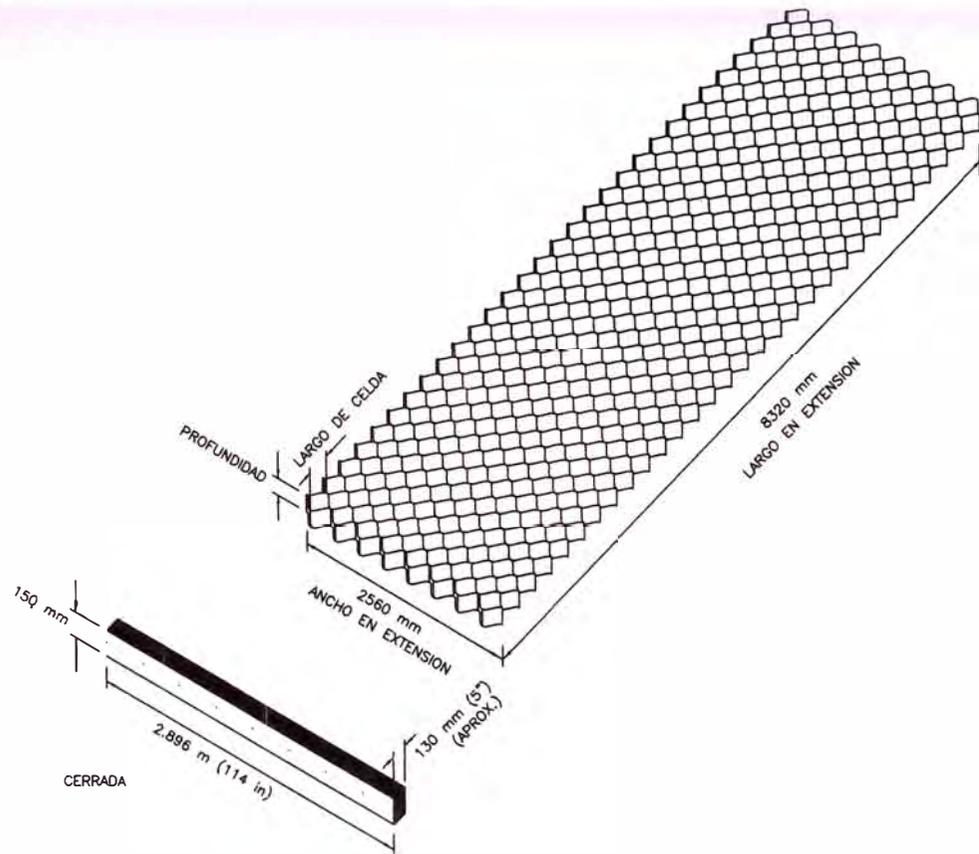
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

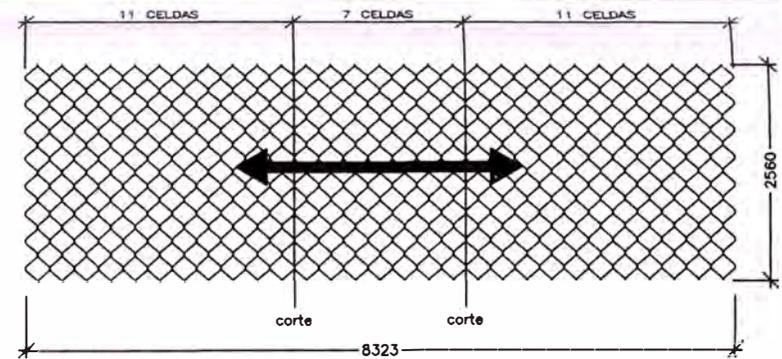
TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS
CON EL SISTEMA GEOWEB

PLANO: PROCEDIMIENTO LUGAR: LABORATORIO NACIONAL
DE HIDRAULICA

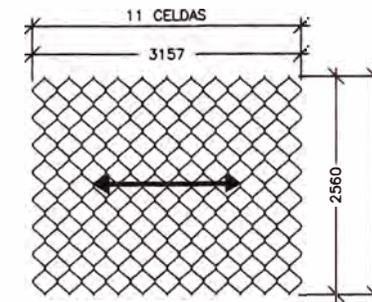
ESCALA: 1/100 REALIZADO POR: GRUPO # 6 05.2



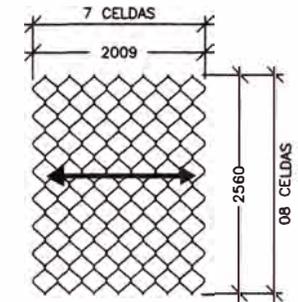
DIMENSIONES ESTANDAR DE UNA SECCION DE GEOWEB® GW30V6



SECCIÓN COMERCIAL GW30V6 DE 08x29 CELDAS



MÓDULO 1 (SECCIÓN DE 08x11 CELDAS)



MÓDULO 2 (SECCIÓN DE 08x07 CELDAS)

CORTES A REALIZAR EN UNA SECCIÓN COMERCIAL PARA GENERAR LOS MÓDULOS 1 Y 2

-DE UNA SECCIÓN COMERCIAL DE 08x29 CELDAS SE OBTIENEN:

02 UNIDADES DEL MÓDULO 1

01 UNIDAD DEL MÓDULO 2

NOTA:

TODAS LAS DIMENSIONES SE ENCUENTRAN EN MILIMETROS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

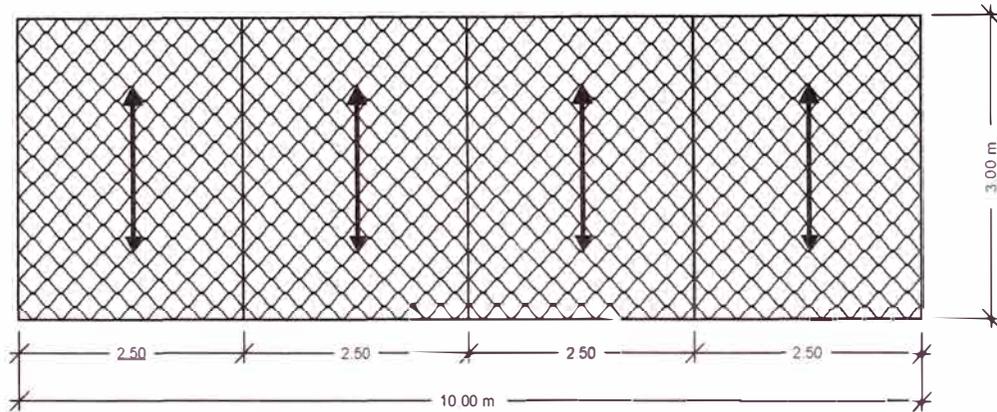
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS
CON EL SISTEMA GEOWEB

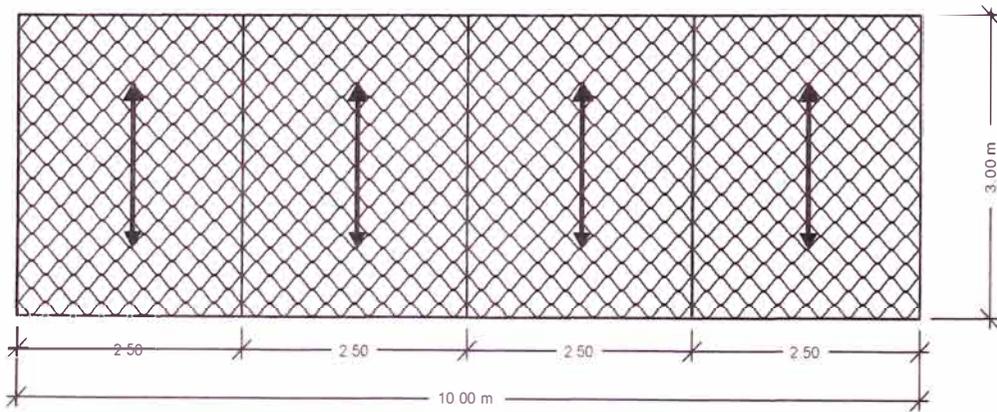
PLANO: MODULACION LUGAR: LABORATORIO NACIONAL
DE HIDRAULICA

ESCALA: 1/100 REALIZADO POR: GRUPO # 6

06

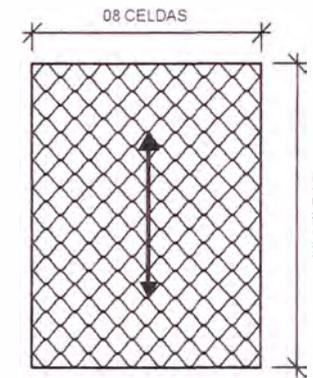


PRIMERA CAPA DE GEOWEB



SEGUNDA CAPA DE GEOWEB

- PARA DOS CAPAS DE GEOWEB EN EL PAVIMENTO GRANULAR A CONSTRUIR SE UTILIZARÁN CUATRO SECCIONES COMERCIALES DE 08x29 CELDAS
- SE OBTENDRAN 08 UNIDADES DEL MÓDULO 1 Y 04 UNIDADES DEL MÓDULO 2
- SÓLO SE UTILIZARAN LOS MODULOS 1 (SECCIONES DE 08 x 11 CELDAS)



MÓDULO 1

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS
CON EL SISTEMA GEOWEB

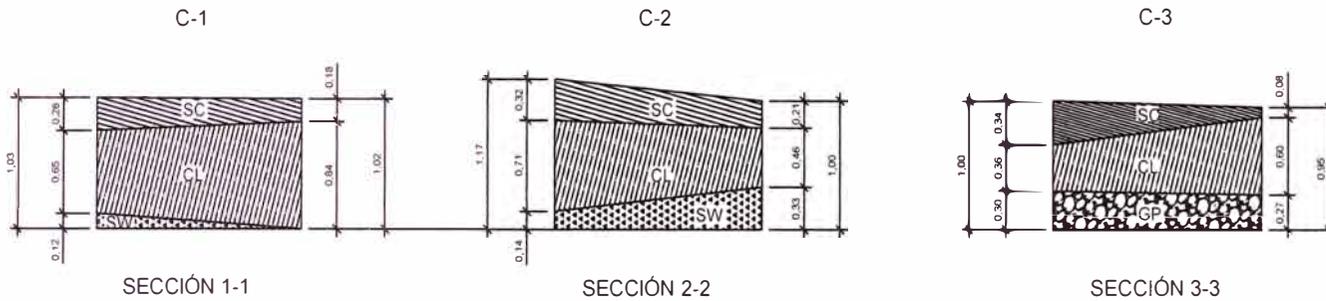
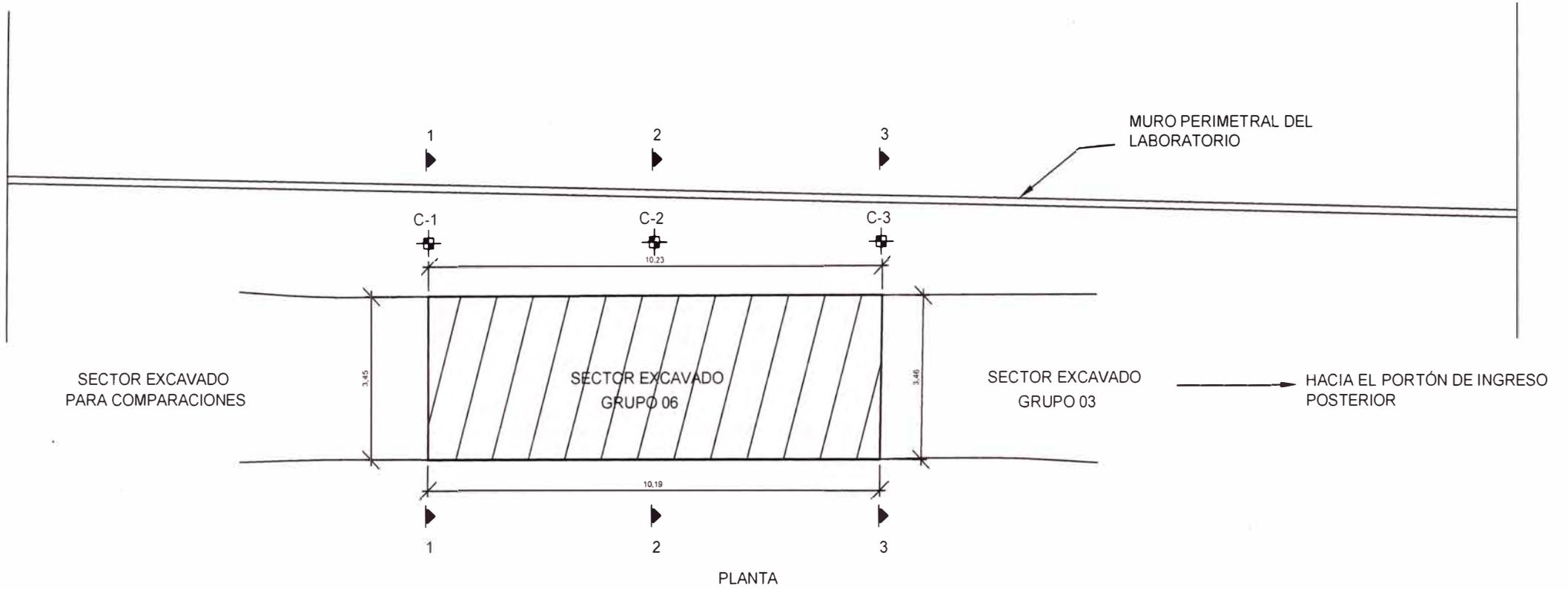
PLANO: DISTRIBUCION

LUGAR: LABORATORIO NACIONAL
DE HIDRAULICA

ESCALA: 1/100

REALIZADO POR: GRUPO # 6

07



Área SC = 0,76 m²
 Área CL = 2,57 m²
 Área SW = 0,21 m²

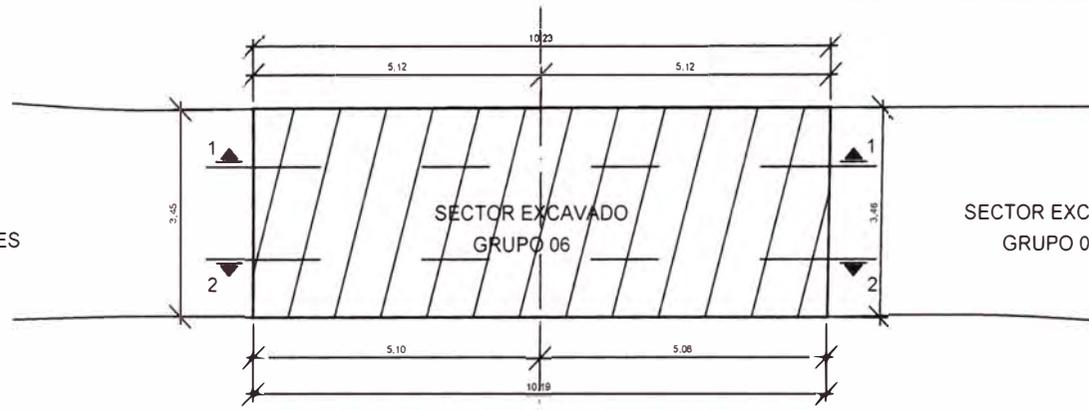
Área SC = 0,92 m²
 Área CL = 2,02 m²
 Área SW = 0,81 m²

Área SC = 0,73 m²
 Área CL = 1,66 m²
 Área SP = 0,99 m²

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL		
PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006		
TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS CON EL SISTEMA GEOWEB		
PLAN:	CALICATAS PLANTA, SECCIONES Y AREAS	LUGAR: LABORATORIO NACIONAL DE HIDRAULICA
ESCALA:	N.A.	REALIZADO POR: GRUPO # 6

MURO PERIMETRAL DEL LABORATORIO DE HIDRAULICA

SECTOR EXCAVADO PARA COMPARACIONES

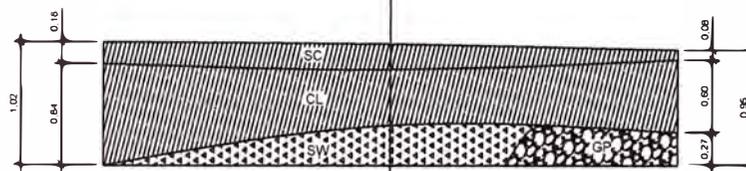


DSFSGDGHEGF

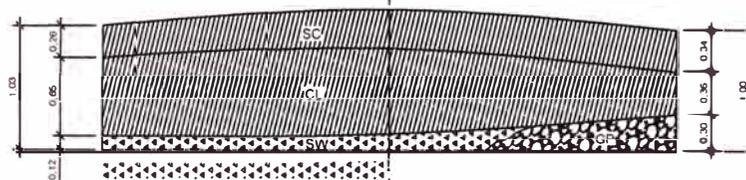
SECTOR EXCAVADO GRUPO 03

HACIA EL PORTÓN DE INGRESO POSTERIOR

PLANTA



SECCIÓN 2-2



SECCIÓN 1-1

Volumen SC = 8,50 m3

Volumen CL = 21,11 m3

Volumen SW-GP = 7,21 m3

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO: CURSO DE TITULACION 2006

TEMA: MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIAS AFIRMADAS
CON EL SISTEMA GEOWEB

PLANO: PERFIL ESTRATIGRAFICO LUGAR: LABORATORIO NACIONAL
PLANTA, SECCIONES Y VOLUMENES DE HIDRAULICA

ESCALA: N.A. REALIZADO POR: GRUPO # 6 09

ANEXO N° 6

FOTOS DE TRABAJOS REALIZADOS EN CAMPO

LIMPIEZA DE ZONA DE TRABAJO



TRAZO DE VIA



CORTE DE TERRENO CON CARGADOR FRONTAL



TAMIZADO DE MATERIAL EXCAVADO



POZA DE PRUEBA



IMPERMEABILIZACION DE POZA DE PRUEBA CON PLASTICO



ENSAYO CON PENETROMETRO



SATURACION DE TRAMO DE VIA



COLOCACION DE GEOTEXTIL NO TEJIDO CLASE 2, DE SEPARACION



COLOCACION DE GEOWEB PERFORADA (GW30V6), POR MEDIO DE VARILLAS DE ACERO DIMENSIONADAS



LASTREADO DE CELDAS DE GEOWEB (PROCESO DE RELLENO DE CELDAS)



RELLENO COMPACTADO Y NIVELACION DE TERRENO



PRUEBAS DE DENSIDAD DE CAMPO



ESTADO FINAL DE OBRA

