



Resumen.

El Sector del Guzho, perteneciente a la Ciudad de Cuenca presenta un problema de deslizamiento de material arcilloso, el cual durante algún tiempo ha afectado considerablemente las estructuras y viviendas de los pobladores del sector. Se presume que dichos problemas se debe a la falta de una buena capacidad a corte del suelo arcilloso que aflora en el lugar, de ahí que surge la necesidad de tratar de mejorar las propiedades mecánicas del suelo arcilloso existente como lo son la Resistencia a Corte y la Ascensión Capilar.

En el presente trabajo monográfico se han tomado muestras de suelo, a las cuales se les realizaron ensayos de Resistencia a Corte como: Compresión Simple y Corte directo; sin que se le añadiera ningún producto y se repitieron los mismos una vez que el suelo ha sido tratado por el producto químico Rocamix, para finalmente evaluar las mejoras alcanzadas en el suelo y proponer posibles soluciones al problema existente en el sector.

Palabras Clave:

Guzho.

Estabilización

Rocamix

Resistencia a Corte

Ascensión Capilar



ÍNDICE

Resumen	1
Introducción	7
Objetivos	8
Objetivo General	8
Objetivos Específicos	8
Hipótesis	9
CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO	
1.1 Descripción Geológica	10
1.1.1 Geología Regional de la Ciudad de Cuenca	10
1.1.2 Geología Local del Sector Guzho	12
1.2 Clasificación de los Suelos	14
1.2.1 Granulometría	14
1.2.2 Límites de Atterberg	20
1.2.3 Sistemas de Clasificación	25
1.3 Compactación de Suelos	30
1.3.1 Principios de Compactación	30
1.3.2 Ensayos de Laboratorio	31
1.3.3 Factores de Afectan la Compactación	33
1.3.4 Compactación en Campo	36
1.4 Resistencia Cortante del Suelo	39
1.4.1 Resistencia al Corte y Modelo de Fricción	39
1.4.2 Falla en la Capacidad al Corte	41
1.4.3 Capacidad de Corte Drenada y No Drenada	44
1.4.4 Medición de la Capacidad a Corte en el Laboratorio	46
1.5 Descripción del Producto Químico para Estabilización	52
1.5.1 Origen del Producto Rocamix	52
1.5.2 Efectos del Producto en los Suelos	53
CAPÍTULO 2. ENSAYOS DE LABORATORIO	
2.1 Características del Suelo Natural.	
2.1.1 Determinación de la Gravedad Específica de los Sólidos	55
2.1.2 Granulometría del Suelo	56
2.1.3 Plasticidad	58
2.1.4 Clasificación del Suelo	60
2.1.5 Ensayo de Compactación	61
2.1.6 Resistencia a Corte del Suelo	62
2.2 Características del Suelo Estabilizado.	68
2.2.1 Preparación del Producto Rocamix	68
2.2.2 Resistencia a Corte del Suelo	70



2.2.3 Ascensión Capilar	75
CAPÍTULO 3. MEJORAS ALCANZADAS	
3.1 Comparación de Resultados	78
3.2 Posibles soluciones a los Problemas del Sector	82
CONCLUSIONES	84
RECOMENDACIONES	85
BIBLIOGRAFIA	86
ANEXOS	87



**UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“ESTABILIZACIÓN DE UN SUELO ARCILLOSO CON PRODUCTOS
QUÍMICOS”**

**TESINA PREVIA A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

**AUTORES: CRISTIAN JAVIER CHACHA PESÁNTEZ.
 GOETHE EMMANUEL PALOMEQUE LARRIVA.**

DIRECTOR: MSC. ING. ROLANDO ARMAS NOVOA

**OCTUBRE DE 2010
CUENCA - ECUADOR**



DEDICATORIA

Quiero dedicar el presente trabajo de investigación a mis Padres y Hermano, razones fundamentales de mi superación como estudiante y lumbres principales en mi recorrido por la vida.

Goethe.

Este trabajo de investigación se lo dedico de manera especial a mi Madre, Hermano y a mi Enamorada por el apoyo incondicional que me han brindado durante mi vida universitaria y también a todos los amigos y compañeros que han formado parte de esta magnífica etapa de mi vida.

Cristian.



AGRADECIMIENTOS

Queremos dejar constancia de nuestro agradecimiento a todo el Personal Docente y Administrativo de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca, que de una u otra manera incidieron para que pudiéramos llegar a culminar nuestros estudios superiores con éxito. Además por habernos permitido utilizar sin molestias el Laboratorio de Suelos perteneciente a la misma facultad.

Un muy profundo agradecimiento al Msc. Ing. Rolando Armas Novoa, quien supo dirigir el presente trabajo de una manera muy acertada y por su valioso aporte en la realización del mismo.

LOS AUTORES



INTRODUCCIÓN

Dentro de la rama de Ingeniería Civil, el suelo desempeña un papel preponderante tanto en las etapas de diseño, construcción y funcionamiento de las estructuras que se ubicarán finalmente sobre él. De ahí que es de mucha importancia que el suelo presente características y propiedades adecuadas de modo de dar un sustento adecuado a las estructuras, sin embargo, no siempre nos encontraremos con suelos adecuados para construir sobre ellos.

Pero el hecho que un suelo no tenga las características adecuadas, no significa que no se pueda construir sobre él, ya que, en la actualidad y con ayuda de la tecnología, existen muchas técnicas de mejoramiento de la capacidad y propiedades de los suelos, las cuales tienen como objetivo, volver al suelo apto para soportar las cargas que le serán transmitidas por la estructura que se ubique sobre él.

Dentro de estas técnicas de mejoramiento del suelo, se encuentra la Estabilización, ya sea por medios mecánicos o químicos. Claro está, que el mejoramiento que uno pueda obtener en el suelo, varía de un suelo a otro en función de su composición mineralógica, tamaño y forma de los granos, etc.

Los suelos de la zona del Guzho, perteneciente al Cantón Cuenca, Provincia del Azuay, República del Ecuador, presentan características mecánicas de baja capacidad de carga como resistencia a corte y a la deformación, y se han visto involucrados en fallas por inestabilidad en sus laderas.

Es por ello que se ha visto la necesidad de mejorar las capacidades mecánicas de dicho suelo mediante un proceso de estabilización con productos químicos, determinándose para ese caso la utilización del producto que lleva por nombre ROCAMIX.



OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL.

Mejorar las propiedades mecánicas del suelo como: resistencia al corte y disminución de ascenso capilar; del sector Guzho mediante la utilización de técnicas de estabilización química con el producto de nombre ROCAMIX; realizando los ensayos de laboratorio adecuados de modo de cuantificar adecuadamente el mejoramiento de las propiedades, en caso de que este efectivamente ocurra.

OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Clasificar adecuadamente el suelo por los sistemas conocidos (SUCS Y AASHTO) de modo de determinar adecuadamente la cantidad de producto a ser utilizado en los ensayos posteriores.
- Determinar la humedad óptima y el peso específico máximo del suelo mediante la realización de ensayos Proctor Modificado de compactación.
- Realizar ensayos de corte sobre muestras de suelo, unas de ellas tratadas con el producto ROCAMIX, y otras sin ser tratadas con el mismo producto, de modo de poder verificar si existe mejora en esta propiedad mecánica del suelo.
- Realizar un ensayo de ascenso capilar en el suelo, de modo de confirmar si efectivamente el producto ROCAMIX, disminuye el ascenso capilar como lo aseguran los productores del químico.



HIPÓTESIS

Durante la presente Monografía, se ha planteado y se busca probar la siguiente hipótesis:

“Es posible la estabilización del suelo del Guzho con el producto ROCAMIX, de modo de mejorar las propiedades mecánicas de dicho suelo, haciéndolo más resistente al corte y disminuyendo su ascensión capilar.”



C A P I T U L O I

1.1 DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA

1.1.1 GEOLOGÍA REGIONAL DE LA CIUDAD DE CUENCA.

Regionalmente la litología se encuentra representada por rocas sedimentarias las cuales se encuentran rellenando la cuenca de Cuenca.

La composición litológica de las formaciones existentes en el lugar se detalla a continuación:

Formación Mangán (M4) Edad: Mioceno Superior terciario.- Tiene argilitas, lutitas y areniscas de grano fino, estratificadas en capas de 1m de potencia. Las arcillas y lutitas tienen coloración clara, las argilitas son grises, bastante compactas. Posee argilitas, areniscas, lutitas, arcillas, es de origen aluvial deltáico.

Formación Azogues (M3) Edad: Mioceno – Terciario.- Posee areniscas, conglomerados, lutitas, es de origen fluvial. Formado por: areniscas tobáceas de grano grueso de color café con intercalaciones de argilitas, arcillas, lutitas verdes y rojas, limos. Arcillas: el color visto en la superficie es café claro, pero la roca es gris verdosa cuando está fresca. Conglomerado basal con deposición cruzada en varios niveles.

Formación Loyola (M1-2) Edad: Mioceno – Terciario.- Posee areniscas finas, conglomerados, lutitas de color amarillento, yeso, es de origen lagunar. Los depósitos de aproximadamente 250 m de espesor consisten básicamente en lutitas de color gris oscuro, amarillo claro y rojizo, meteorizadas con una flora variada pero sin diagnóstico. El yeso abunda en casi todos los niveles.

Formación Biblián (M1-2) Edad: Mioceno – Terciario.- Posee areniscas finas cafés y rojizas, areniscas tobáceas gruesas, arcillas, aglomerados, andesita, tobas, lutitas verdes, es de origen aluvial. Los aglomerados volcánicos rojos parecen formar la base local de la formación. Descansa en la discordancia sobre la Formación Yunguilla. El depósito basal



usualmente de Quijano medianamente grueso a menudo con guijarros de la Formación Yunguilla. La litología se repite en muchos niveles dentro de arcillas limosas, arenosos finos, en bloques, predominando el café, rojizas y areniscas tobáceas gruesas.

El depósito tobáceo es de guijarro grueso, a menudo con cantos de la Formación Yunguilla, tiene arcillas limosas, areniscas finas, lutitas verdes y aglomerados.

Depósito coluvial () Edad: Holoceno – Cuaternario.- De ladera o gravedad, material semiangular que sigue formándose, este material quizá se originó como talud durante el pleistoceno tardío, contiene lutitas, areniscas, clastos sueltos sin estratificaciones de material difiere de acuerdo a las formaciones que recubre.

Deposito aluvial () Edad: Holoceno – Cuaternario.- Se encuentra en la mayoría de valles amplios, y en general consiste de estratos gredosos suprayacentes a un depósito de roca gruesa, formado por arenas, limos, conglomerados de origen aluvial y se encuentra estratificado.

Formación Tarqui (P_T) Edad: Pleistoceno – Cuaternario.- Formado por rocas piroclásticas ácidas, ocasionalmente lavas. Tobas de composición dacítica, riolítica y andesitas. Por alteración hidrometal se ha alterado la roca original o caolín.

Formación Turi (P_{Tu}) Edad: Pleistoceno – Cuaternario.- Su parte basal está constituida de conglomerados que forman escarpas, sobre las cuales viene una sucesión de capas guijarrosas, limosas y arenosas. Tiene unos 200 m de potencia. La parte alta de la formación contiene argilitas y areniscas. El conglomerado es básicamente de origen volcánico, se pueden observar fenocristales y feldespatos en una matriz afanítica de color gris. En ciertos lugares se incluyen capas de tobas cuarcíferas. Posee guijarros, limos, arcillas, argilitas, areniscas, es de origen volcánico.

Formación Santa Rosa (PL) Edad: Plioceno – Terciario.- Su contacto con la formación Mangán es gradacional, está representado por una secuencia



que es muy gruesa hacia arriba y con desarrollo de capas rojas. Litológicamente consiste de arcillas rojizas con lentes de areniscas de grano grueso, color gris de varios metros de ancho. Los lentes tienen una base plana y un tope convexo por lo que se deduce que fueron canales rellenos por fluidos de lodos. Las arcillas contienen cuarzo y montmorillonita y en menor cantidad de caolín y plagioclasa.

(Ver Mapa Geológico del Ecuador – Hoja 53 Cuenca – Esc 1:100 000)

1.1.2 GEOLOGÍA LOCAL DEL SECTOR GUZHO.

Localmente, la toma de muestras en el sector el Guzho se realizó en los alrededores del punto localizado en las siguientes coordenadas UTM: 718 373 – 9 676 493 como se puede ver en la Figura A.

Litología.- Según los mapas geológicos, la zona corresponde a la Formación Turi, pero en el sector del Guzho existe un afloramiento de la formación Mangán, constituida por una arcilla de color café claro que es la que origina el deslizamiento que causa problemas a las construcciones del sector.

Erosión.- Erosión existente por la acción del agua y de las raíces de la vegetación existente.

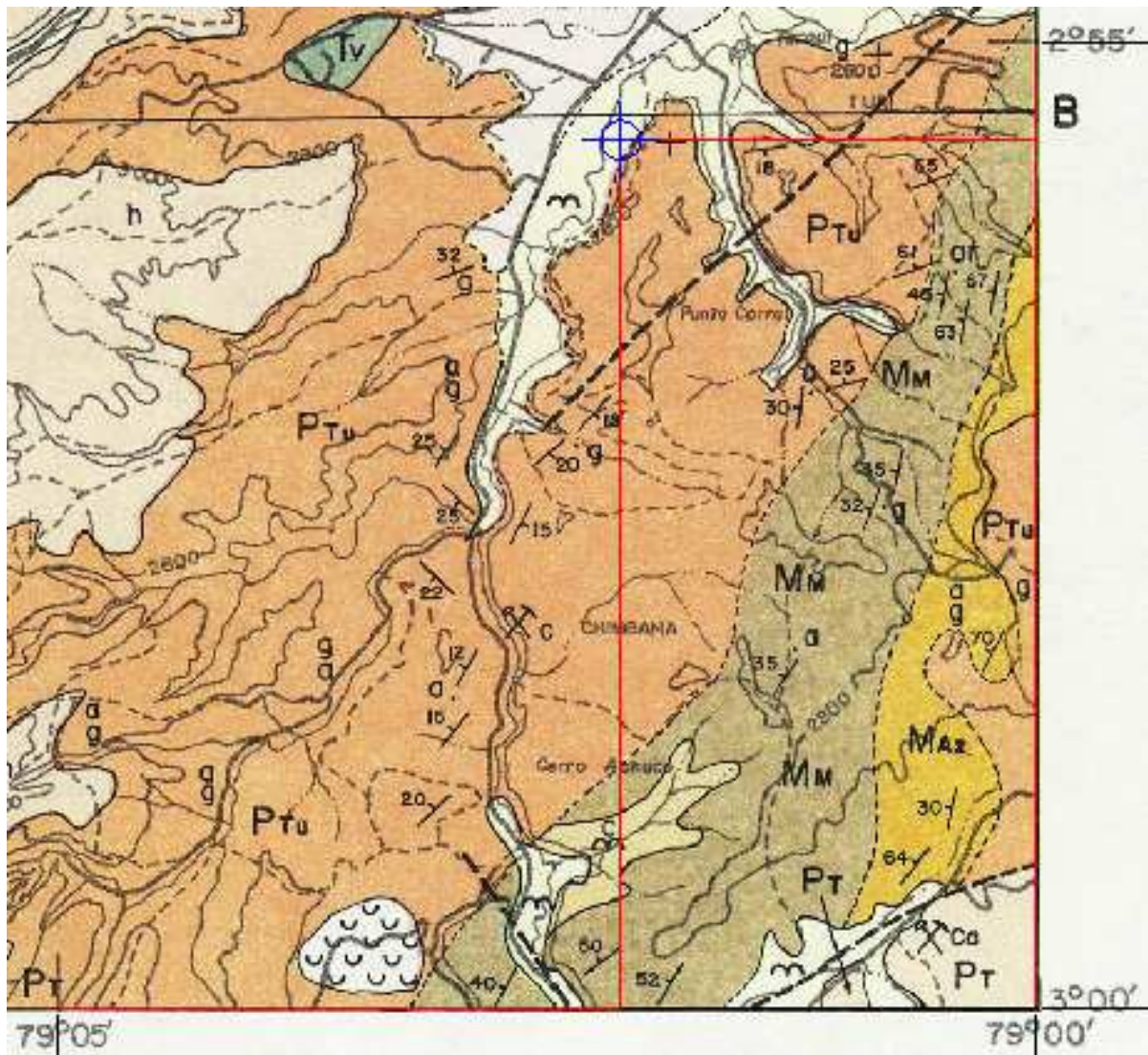


Figura A.

- Talud.-**
- Potencia. 1,78 m.
 - Presencia de Meteorización.
 - Talud Inestable.
 - Se observa Desprendimiento de material.



1.2 CLASIFICACION DE LOS SUELOS.

Es muy importante tener un conocimiento adecuado acerca del comportamiento mecánico de los suelos, y para ello debemos conocer y diferenciar los distintos tipos de suelos. La clasificación de los suelos puede hacerse desde distintos puntos de vista, pero el que realmente nos interesa para nuestros propósitos es el punto de vista ingenieril.

Para clasificar los suelos, los ingenieros utilizan lo que se conoce como “Propiedades Índice” de los suelos. Para que una propiedad de un suelo se le conozca como “Índice” para la clasificación del mismo debe cumplir con las siguientes características:

- Que se pueda expresar de una manera sencilla.
- Que se pueda medir rápidamente.
- Que se pueda medir de una manera sencilla.
- Su medición debe ser reproducible.
- Debe ser significativa; es decir, la medición de la propiedad se puede correlacionar con una propiedad ingenieril significativa de los suelos.

Por lo tanto, para la clasificación de los suelos se han elegido dos parámetros fundamentales:

- Granulometría: es decir, un análisis de los tamaños de las partículas que componen un suelo, junto con su distribución de tamaños.
- Límites de Atterberg: es decir, determinar las humedades a las cuales el suelo pasa de un estado a otro. Siendo los distintos estados: sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido.

1.2.1 GRANULOMETRÍA.

El tamaño de las partículas del suelo es una propiedad muy importante y por lo tanto consiste en una excelente propiedad índice para el comportamiento



de los mismos, en especial si se trata de suelos gruesos. Utilizando este criterio se ha dividido al suelo en varios grupos; los límites para estos grupos fueron propuestos en un inicio por Arthur Casagrande y luego adoptados por la norma ASTM que es la norma que se utiliza hoy en día.

Para la determinación del tamaño de las partículas en el análisis granulométrico se utilizan dos métodos.

Método de los Tamices.- El primero consiste en el cribado o tamizado de las partículas del suelo a través de mallas cuadradas de aberturas decrecientes. Este método es válido hasta tamaños de 0,075mm que corresponde al tamiz # 200. Por debajo de este límite el tamizado se vuelve poco práctico y sus resultados son inciertos, aunque en el caso de que estemos seguros de la mineralogía del depósito y de que se tratan de materiales no agregables, se pueden utilizar tamices de menor tamaño.

En cambio, las partículas de materiales arcillosos, tienden a agregarse y no podríamos asegurar que estamos determinando el tamaño real de las partículas, sino de las agregaciones de las mismas; es por eso que en suelos en los cuales otros tipos de fuerzas empiezan a ser más preponderantes que las fuerzas gravitacionales en las que se basa el análisis por cribado, es necesario la utilización de otro método de análisis.

En la tabla que se muestra a continuación, se presentan los tamices especificados en la norma ASTM y la abertura de cada uno de ellos expresados en milímetros.

Tabla 1.3 Tamaños de mallas estándar en Estados Unidos.

Malla No.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

1

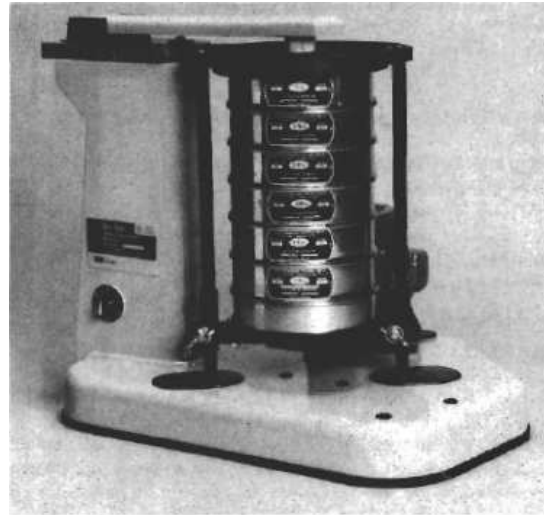


FIGURA 1.4 Conjunto de mallas para una prueba de laboratorio.

Método del Hidrómetro.- Para la fracción de suelo que pasa por el tamiz # 200 se utiliza la Prueba de Sedimentación o Análisis Hidrométrico. Esta prueba consiste en crear una suspensión de agua con el material que pasa el tamiz # 200 y comenzar a medir el cambio de densidad de la misma con el tiempo, conforme las partículas más gruesas se van sedimentando. Luego se puede determinar el diámetro de las partículas mediante la utilización de la Ley de Stokes.

Cabe indicar que la relación expresada en la ley de Stokes fue deducida para una partícula esférica cayendo en un fluido de extensión infinita. Pero como es de conocimiento, las partículas de materiales arcillosos no tienen forma esférica, por lo tanto, al aplicar la ley de Stokes estamos obteniendo un diámetro, que es equivalente al de una partícula con forma de esfera del mismo peso específico relativo que el suelo y que por tanto se sedimenta con la misma velocidad que la partícula real.

La velocidad con que se sedimentan las partículas según la ley de Stokes viene dada por la siguiente expresión:

¹Tabla y Figura del Libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das.

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2$$

donde v = velocidad

ρ_s = densidad de las partículas de suelo

ρ_w = densidad del agua

η = viscosidad del agua

D = diámetro de las partículas del suelo

De la formula anterior se puede despejar el diámetro, el cual se expresa en milímetros:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\rho_s - \rho_w}} = \sqrt{\frac{18\eta}{\rho_s - \rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}}$$

Con respecto al porcentaje que pasa existen tablas y fórmulas calibradas según cada tipo de hidrómetro; existen 2 tipos de hidrómetros normalizados por la ASTM que son: 151H y 152H, la única diferencia entre los dos constituye la escala con la cual está marcado el hidrómetro.

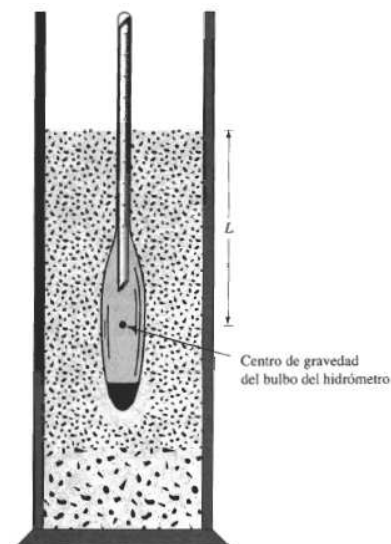


FIGURA 1.5 Definición de L en una prueba con hidrómetro. ²

La ley de Stokes es válida para partículas de suelo de tamaños menores a 0,2 mm aproximadamente pero mayores a 0,2 micras. En tamaños mayores, las turbulencias provocadas por el movimiento de las partículas alteran

² Figura del Libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das



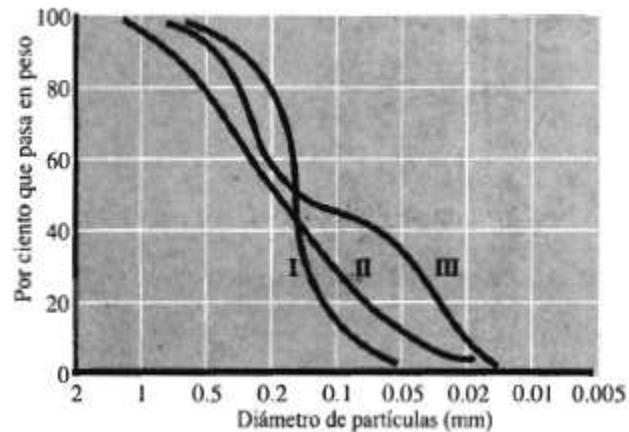
apreciablemente la ley de sedimentación. Partículas de tamaños menores tienden a no sedimentarse y por lo tanto el principio es inaplicable. El ensayo hidrométrico es basado en las siguientes hipótesis:

- La ley de Stokes es aplicable a una suspensión de suelo.
- Al principio de la prueba, la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no interfieran entre si durante la sedimentación.
- El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable a comparación de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse la lectura.

Además es necesario añadir un agente defloculante que destruya las agregaciones de partículas, el hexametáfosfato de sodio es uno de los más utilizados, la concentración necesaria de este defloculante depende del tipo de suelo que se vaya a probar y por lo tanto requiere varios ensayos para determinar la concentración óptima. Pero al agregar este agente, también se altera el peso específico del fluido y por tanto se debe hacer correcciones.

Otras correcciones incluyen: variación de temperatura, formación del menisco, volumen de agua desplazada por el bulbo del hidrómetro. Además, el hidrómetro que se utiliza en los ensayos se encuentra calibrado para una temperatura de 20 °C y para un peso específico relativo de los sólidos de 2,65. Todas estas correcciones se hacen con el objeto de eliminar errores y procurar que la curva de distribución granulométrica sea lo más cercana a la realidad.

Distribución Granulométrica.- Los resultados del análisis por cribado y por hidrómetro, se presentan generalmente en gráficas semilogarítmicas como Curvas de Distribución Granulométrica. Los diámetros de las partículas se grafican en escala logarítmica y el “porcentaje que pasa” cada tamiz se lo hace en escala aritmética.



3 FIGURA 1.7 Tipos diferentes de curvas granulométricas.

Como se observa en la figura mostrada, la forma de la curva granulométrica es muy importante, pues nos da información acerca de si un material es mal graduado, es decir la mayor parte son partículas de un solo tamaño (CURVA I); es bien graduado, es decir, cuenta con varios tamaños de partículas (CURVA II); o si el suelo tiene una o más combinaciones de fracciones bien graduadas como en el caso de la CURVA III.

Existen unos factores importantes en la clasificación del suelo que se pueden determinar a partir de la curva granulométrica, estos factores son: el Coeficiente de Uniformidad y el Coeficiente de Curvatura, cuyas expresiones son respectivamente:

$$D_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad D_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Donde **D_x** corresponde al diámetro equivalente de las partículas mas finas que **x%** tal como está definido en la curva granulométrica. Debe indicarse que **D₁₀** se considera el tamaño efectivo del suelo.

³ Figura del Libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das

1.2.2 LIMITES DE ATTERBERG.

Los Límites de Atterberg se refieren a las humedades o contenidos de agua en porcentaje, a los cuales los suelos finos cambian su comportamiento como conjunto. A un muy bajo contenido de agua, el suelo se comporta más como un sólido frágil. Cuando el contenido de agua es muy alto, el suelo y el agua fluyen como un líquido.

Por tanto, dependiendo del contenido de agua, la naturaleza del comportamiento del suelo se clasifica arbitrariamente en cuatro estados básicos, denominados: sólido, semisólido, plástico y líquido; como se muestra en la siguiente figura.

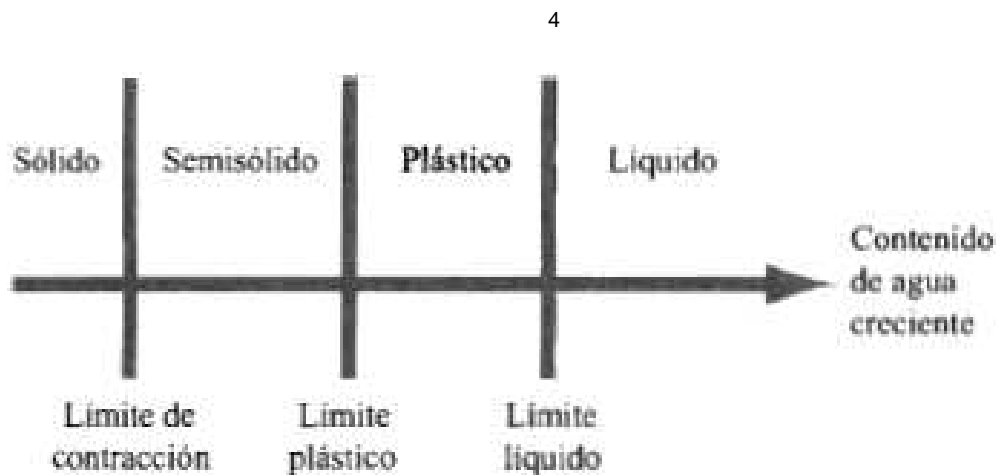


FIGURA 2.5 Límites de Atterberg.

Los Límites de Atterberg se obtienen en la fracción del suelo que pasa el tamiz # 40 (apertura 0,42 mm).

Límite Líquido.- Constituye la humedad escogida arbitrariamente entre la cual el suelo pasa de comportarse como un líquido a comportarse como un material plástico, se lo denomina por las siglas **LL** o **ω_L** .

Un material líquido no presenta resistencia al esfuerzo cortante o la resistencia que presenta es demasiado pequeña para ser medida. A medida que se reduce la humedad de un material, este comienza a presentar

⁴ Figura del Libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das



resistencia al corte y la misma empieza a poder medirse. Un material plástico además de presentar resistencia al corte, puede ser deformado sin presentar fracturas visibles y conserva su forma al momento que se lo somete a secado.

Como ya se menciono el límite fijado es arbitrario y está definido en función de una prueba de laboratorio. La prueba consiste en colocar el material enrasado en una cuchara de dimensiones definidas (Figura 2.6a), luego se corta el material con el equipo especificado (Figura 2.6b), golpear la cuchara con una altura de caída definida contando el número de golpes necesarios para que el material vuelva a unirse una longitud de $\frac{1}{2}$ pulgada o 13mm (Figura 2.6d).

El material tiene una humedad correspondiente al límite líquido cuando el número necesario para cerrar la abertura sea 25. En el laboratorio por lo común se va incrementando la humedad del material y se toma varios puntos con distintos números de golpes para luego graficarlos y mediante un ajuste a una recta determinar la humedad correspondiente a 25 golpes. Para esto es necesario definir por lo menos 3 puntos aunque es recomendable que sean 5, desechando aquellos puntos que se encuentren muy alejados de la tendencia.

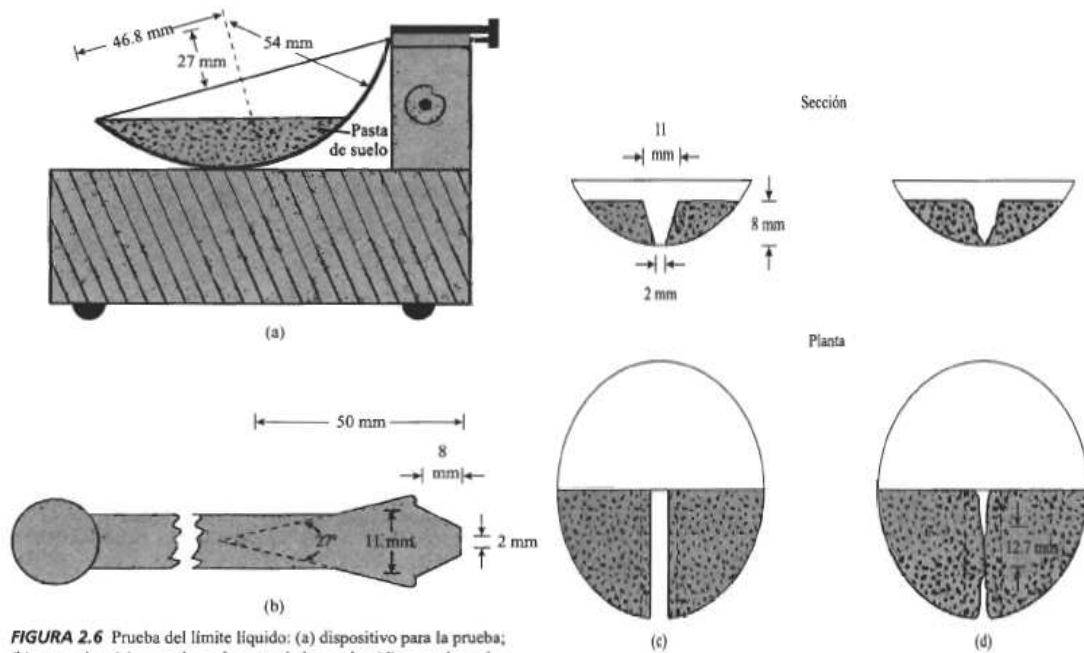


FIGURA 2.6 Prueba del límite líquido: (a) dispositivo para la prueba; (b) ranurador; (c) pasta de suelo antes de la prueba; (d) pasta de suelo 5 después de la prueba.

FIGURA 2.6 (Continuación.)

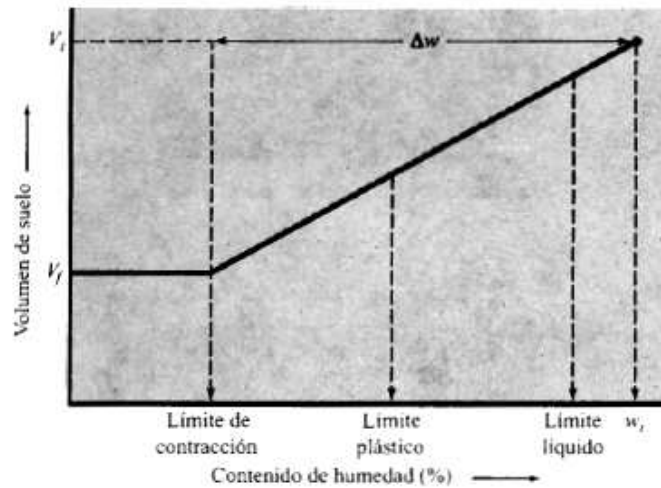
Límite Plástico.- Este límite representa la humedad a la cual el suelo deja de comportarse como un material plástico y se vuelve un semisólido, esto significa, que no se lo puede deformar sin producir fracturas visibles. En el laboratorio su determinación se realiza moldeando cilindros de material de 1/8 pulgadas o 3 mm de diámetro, y la humedad correspondiente al límite plástico es aquella a la cual los cilindros comienzan a fracturarse. Se lo denomina por las siglas **LP** o ω_P .



Límite de Contracción.- Se define como la humedad a la cual el cambio de volumen del material se detiene pese a que la humedad continúe

⁵Figura del Libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das

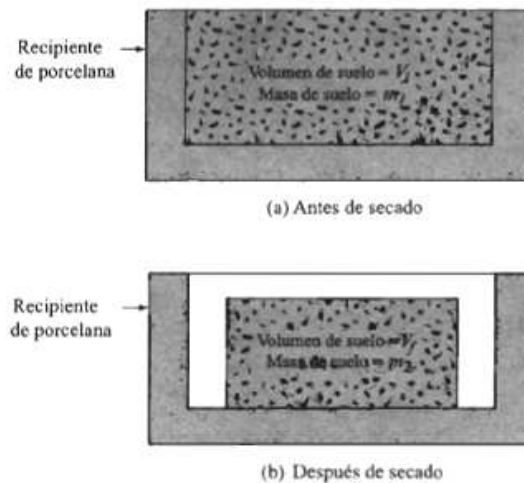
disminuyendo (Figura 2.8), es decir, el suelo se comporta como un sólido con humedades menores al límite de contracción. Este es un parámetro especialmente importante en suelos expansivos y que están sujetos a variaciones importantes de humedad.



6 FIGURA 2.8 Definición del límite de contracción.

Para su determinación en el laboratorio, se prepara una pastilla del material con la humedad muy cercana o superior al límite líquido. El volumen de la pastilla debe poder determinarse con mucha precisión, luego se somete a la pastilla a secado y se procede nuevamente a determinar el volumen final de la pastilla, para esto lo mejor es hacerlo como peso de mercurio desplazado por la pastilla, con estos datos es posible calcular mediante ciertas expresiones el límite de contracción.

⁶ Figura del Libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das



7 FIGURA 2.9 Prueba del límite de contracción.

Índices de Plasticidad, Liquidez y Actividad.- Una vez obtenidos los Límites de Atterberg, es posible calcular los índices de plasticidad, liquidez y actividad mediante las siguientes expresiones respectivamente:

- Índice de Plasticidad: $IP = LL - LP$
- Índice de Liquidez: $IL = \frac{\omega_0 - LP}{IP}$

Donde ω_0 es la humedad natural del suelo

- Índice de Actividad: $A = \frac{IP}{\% \text{ finos}}$

Donde %finos es el porcentaje de partículas < 0,02mm

Los índices de plasticidad y actividad están relacionados con la mineralogía del suelo. El índice de plasticidad IP sirve para clasificar el suelo como limo o arcilla en el laboratorio. El índice de actividad es un mejor indicador de la mineralogía del suelo y permite diferenciar los distintos minerales que componen la fracción arcillosa del mismo. No es muy común el obtenerlo debido a la necesidad de realizar una prueba de hidrómetro para obtener el porcentaje de partículas con diámetros menores a 0,02mm.

⁷ Figura del Libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das



Tabla 2.3 Actividad de minerales de arcilla.

Mineral	Actividad, <i>A</i>
Esmectitas	1 – 7
Ilita	0.5 – 1
Caolinita	0.5
Haloisita (2H ₂ O)	0.5
Holoisita (4H ₂ O)	0.1
Atapulgita	0.5 – 1.2
Alófano	0.5 – 1.2

⁸

El índice de liquidez es un indicador del estado en el cual se encuentra el suelo en su ambiente natural, si este índice es cercano a cero podemos esperar que el suelo se comporte como un sólido, entre cero y uno se comporta de manera plástica. Mientras más se acerca a uno, el suelo se comporta como un líquido.

1.2.3 SISTEMAS DE CLASIFICACION.

Los suelos con propiedades similares se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril. Los sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje común para expresar de forma concisa las características generales de los suelos que son infinitamente variadas sin una descripción detallada.

Actualmente, dos sistemas de clasificación que usan la distribución por tamaño de grano y plasticidad de los suelos son usados por los ingenieros de suelos. Estos son: el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el sistema de clasificación AASHTO. El sistema AASHTO lo usan principalmente los departamentos de caminos estatales, mientras que los ingenieros geotécnicos prefieren el sistema SUCS.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).- Fue desarrollado originalmente por Arthur Casagrande para clasificar suelos usados

⁸ Tabla del Libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das



en aeropuertos, luego fue refinado y adoptado por el ASTM como método normalizado de clasificación. El método consiste en utilizar varias siglas para definir los distintos materiales, la siguiente tabla muestra las siglas y sus respectivos significados para este método:

G	Gravas, pasan por el tamiz 3" y son retenidas en el tamiz #4
S	Arenas, pasan por el tamiz #4 y son retenidas en el tamiz #200
M	Limos, pasan por el tamiz #200, poca o nula plasticidad
C	Arcillas, pasan por el tamiz #200, presentan plasticidad
W	Bien graduadas, partículas presentan una curva granulométrica suave
P	Uniformes, partículas que presentan una granulometría con solo un rango de tamaño
L	Baja Plasticidad, materiales con poca o nula plasticidad.
H	Alta Plasticidad, materiales con alta plasticidad.
O	Orgánicos, suelos que presentan partículas orgánicas que afectan su comportamiento
Pt	Suelos altamente orgánicos

Las tablas que se muestran a continuación, nos permiten clasificar los suelos mediante el sistema SUCS en base a los resultados de granulometría y de plasticidad del suelo.



Tabla 2.5 Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos tipo grava.

Símbolo de grupo	Criterios
GW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual que 4; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
GP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para GW
GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12) o el índice de plasticidad menor que 4
GC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
GC-GM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
GW-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GM
GW-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GW y GC
GP-GM	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GM
GP-GC	El porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para GP y GC

Tabla 2.6 Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos arenosos.

Símbolo de grupo	Criterios
SW	Menos de 5% pasa la malla No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor que o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3
SP	Menos de 5% pasa la malla No. 200; no cumple ambos criterios para SW
SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A (figura 2.12); o índice de plasticidad menor que 4
SC	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg se grafican arriba de la línea A (figura 2.12); índice de plasticidad mayor que 7
SC-SM	Más de 12% pasa la malla No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML en la figura 2.12
SW-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SM
SW-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SW y SC
SP-SM	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SM
SP-SC	Porcentaje que pasa la malla No. 200 está entre 5 y 12; cumple los criterios para SP y SC



Tabla 2.7 Sistema Unificado de Clasificación; símbolos de grupo para suelos limosos y arcillosos.

Símbolo de grupo	Criterios
CL	Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase zona CL en la figura 2.12)
ML	Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; o se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona ML en la figura 2.12)
OL	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL < 50$ (véase zona OL en la figura 2.12)
CH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea <i>A</i> (véase la zona CH en la figura 2.12)
MH	Inorgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica debajo de la línea <i>A</i> (véase la zona MH en la figura 2.12)
OH	Orgánico; $(LL - \text{seco en horno}) / (LL - \text{sin secar}) < 0.75$; $LL \geq 50$ (véase zona OH en la figura 2.12)
CL-ML	Inorgánico; se grafica en la zona sombreada en la figura 2.12
Pt	Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos

Sistema de clasificación AASHTO.- Este método divide a los materiales en 7 grupos y 12 subgrupos, los grupos varían del A-1 al A-7 siendo los materiales clasificados en el grupo A-1 considerados como excelentes para ser usados en la subestructura de las vías, en tanto que los clasificados en A-7 son los peores materiales.

Los materiales con alto contenido de material orgánico corresponden al grupo A-8. Para la evaluación de la calidad de un suelo como material para subrasante de carreteras, se incorpora también un número llamado INDICE DE GRUPO (GI) junto con los grupos y subgrupos del suelo.

Este número se escribe en paréntesis después de la designación de grupo o subgrupo, el Índice de Grupo viene dado por la siguiente expresión:

$$GI = (F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15)(IP - 10)$$

Donde:

F= porcentaje que pasa la malla #200

LL= Límite Líquido.



IP= Índice de Plasticidad.

En caso que el valor de GI salga negativo, se toma igual a Cero (0). La tabla que se muestra a continuación se utiliza para clasificar los suelos con el método AASHTO:

Tabla 2.4 Clasificación de materiales para subrasantes de carreteras.

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos de la muestra que pasa la malla No. 200)						
	A-1			A-2			
Clasificación de grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por cribado (porcentaje que pasa las mallas)							
No. 10	50 máx.						
No. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
No. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción que pasa la malla No. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos							
	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa o arcillosa			
Tasa general de los subrasantes				De excelente a bueno			
Clasificación general	Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa la malla No. 200)						
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†			
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)							
No. 10							
No. 40							
No. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.			
Características de la fracción que pasa por la malla No. 40							
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.			
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.			
Tipos usuales de materiales componentes significativos							
	Suelos limosos		Suelos arcillosos				
Tasa general de los sobrantes			De mediano a pobre				
*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$							
†Para A-7-6, $PI > LL - 30$							



1.3 COMPACTACION DE SUELOS

En la construcción de terraplenes para carreteras, presas de tierra y muchas otras estructuras de la ingeniería, los suelos deben ser compactados para incrementar sus pesos específicos. La compactación incrementa las características de resistencia de los suelos, aumentando así la capacidad de carga de las cimentaciones construidas sobre ellos. La compactación además disminuye la cantidad de asentamientos indeseables de las estructuras e incrementa la estabilidad de los taludes de los terraplenes.

Definición.- La compactación es un proceso mecánico que pretende reducir el índice de poros e de un suelo, con el objeto de incrementar su peso específico γ_d para mejorar las características mecánicas del suelo.

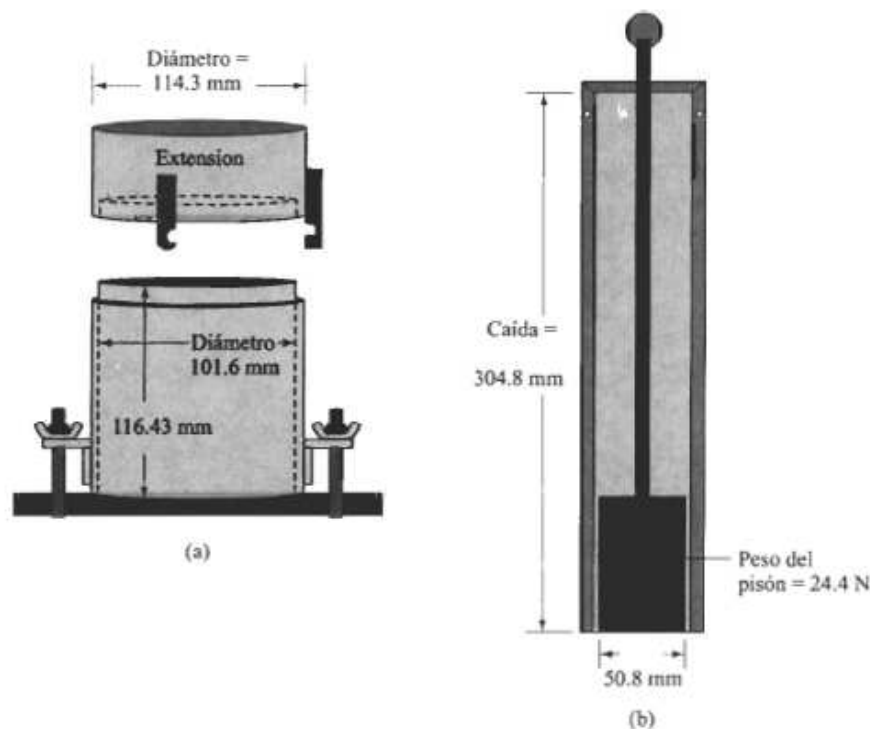
1.3.1 PRINCIPIOS DE COMPACTACION.

El grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso específico seco. Cuando se agrega agua al suelo durante la compactación, ésta actúa como un agente ablandador de las partículas del suelo, que hace que se deslicen entre sí y se muevan a una posición de empaque más denso, de modo que, a medida que se incrementa el contenido de agua, el peso específico aumenta.

Más allá de un cierto contenido de agua, cualquier incremento en el mismo tiende a reducir el peso específico del suelo, en lugar de incrementarlo, esto se debe a que, el agua deja de ser un agente ablandador y empieza a ocupar espacios que bien pueden ser ocupados por partículas de suelo. El contenido de agua para el cual se logra el máximo peso específico se denomina “CONTENIDO DE AGUA OPTIMO”

1.3.2 ENSAYOS EN LABORATORIO

Prueba Proctor Estándar.- En 1933, Proctor desarrolló un ensayo para su estudio de compactación económica. El ensayo consiste en compactar una cantidad de suelo dentro de un molde de dimensiones definidas, mediante la utilización de un martillo de peso determinado y que cae de una altura especificada.



9 FIGURA 3.2 Equipo de la prueba Proctor estándar: (a) molde; (b) pisón.

$$\text{Volumen del molde} = 943,3 \text{ cm}^3$$

El suelo se coloca en el cilindro en 3 capas aproximadamente iguales. Cada capa se compacta con 25 golpes del martillo, dejándolo caer libremente desde una altura de 304,8 mm. Con el peso del molde con el suelo compactado y con el volumen del molde ya conocido, se puede determinar el peso específico húmedo del suelo γ_f

⁹ Figura del Libro "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das



Como se tenemos el contenido de agua al cual se realizó la compactación ω , hallamos el valor del peso específico seco del suelo γ_d mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_f}{1 + \omega}$$

Donde:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \quad \gamma_f = \frac{W}{V} \quad \gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

$$V = \text{Volumen del molde} = 943,3 \text{ cm}^3$$

Si repetimos este mismo procedimiento para diferentes contenidos de humedad ω , obtendremos los diferentes valores de peso específico seco correspondientes, de modo que podamos graficar los pares (ω, γ_d) en una gráfica de HUMEDAD vs. PESO ESPECÍFICO SECO, obteniendo un gráfico de la forma en que se muestra en la figura siguiente:

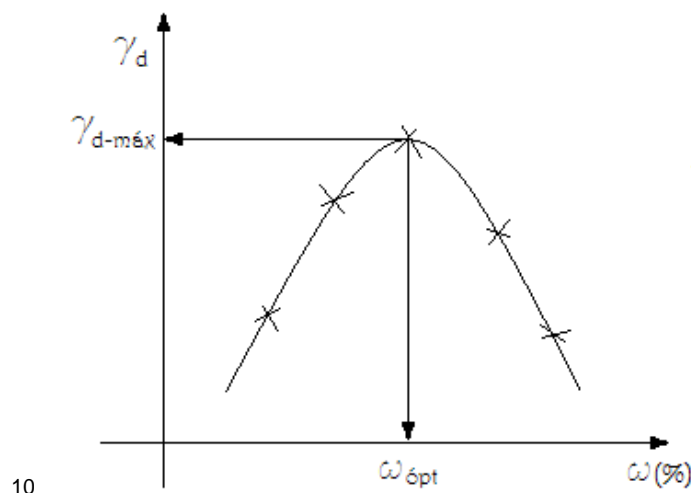


Gráfico del cual podemos determinar la HUMEDAD OPTIMA para el suelo que estemos ensayando. Evidentemente, el interés de Proctor era

¹⁰ Figura del Documento: Compactación de Suelos – Notas del Ing. Armas.



compactar de la forma más económica, por lo que la definición de “humedad óptima” tiene un carácter puramente económico.

Prueba Proctor Modificado.- Con el desarrollo de rodillos mucho más pesados y su uso de la comparación en campo, la prueba *PROCTOR ESTANDAR* fue modificada para representar mejor las condiciones de campo. A esta prueba se llama PRUEBA PROCTOR MODIFICADO.

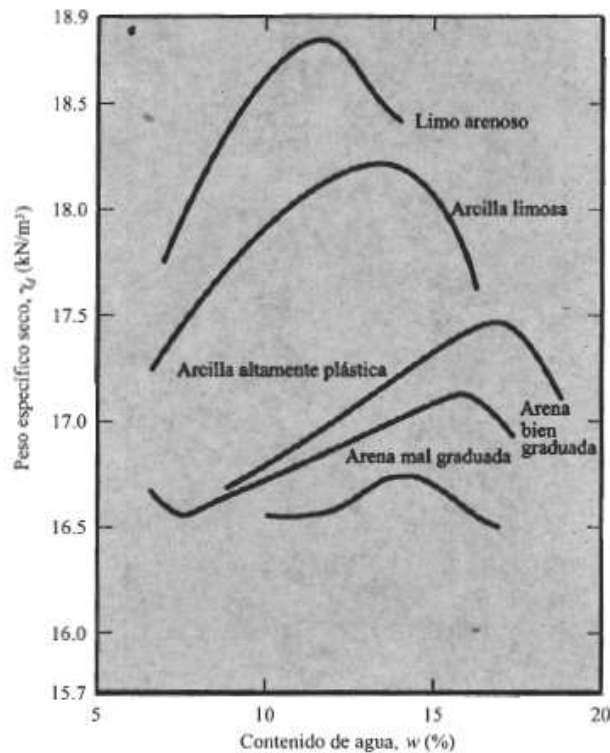
Para la prueba Proctor Modificado, se utiliza el mismo molde, con un volumen de $943,3 \text{ cm}^3$, sin embargo, el suelo es compactado en 5 capas por un martillo que pesa 44,5 N con una altura de caída de 457,2 mm. El número de golpes del martillo sigue siendo de 25 golpes por capa.

1.3.3 FACTORES QUE AFECTAN LA COMPACTACION.

Además del mismo contenido de agua, existen otros factores que afectan la compactación, estos son: Tipo de Suelo y Energía de compactación por volumen unitario.

Efectos del Tipo de Suelo.- El tipo de suelo, es decir, su distribución granulométrica, la forma de los granos del suelo, la densidad de los sólidos y la cantidad y tipo de minerales arcillosos presentes, tiene una gran influencia en el peso específico seco máximo y el contenido de agua óptimo.

La Figura 3.5 muestra que, para arenas, el peso específico seco tiene una tendencia general de decrecer primero, conforme el contenido de agua crece, y luego a incrementarse a un valor máximo con aumentos de agua. El decremento inicial del peso específico seco con un incremento del contenido de agua se atribuye al efecto de la tensión capilar. A bajos contenidos de agua, la tensión capilar en los poros inhibe la tendencia de las partículas de suelo a moverse alrededor y ser compactadas densamente.



11 **FIGURA 3.5** Curvas típicas de compactación para cinco suelos diferentes (D-698 de la ASTM).

Energía de Compactación.- La energía de compactación por volumen unitario **E** para el ensayo Proctor viene dada por:

$$E = \frac{\left(\begin{array}{c} \text{número} \\ \text{de golpes} \\ \text{por capa} \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{c} \text{número} \\ \text{de} \\ \text{capas} \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{c} \text{peso} \\ \text{del} \\ \text{martillo} \end{array} \right) \times \left(\begin{array}{c} \text{altura de} \\ \text{caída del} \\ \text{martillo} \end{array} \right)}{\text{volumen del molde}}$$

Si aplicamos esta ecuación tanto para el ensayo Proctor Estándar como para el ensayo Proctor Modificado tenemos lo siguiente:

- PROCTOR ESTANDAR:

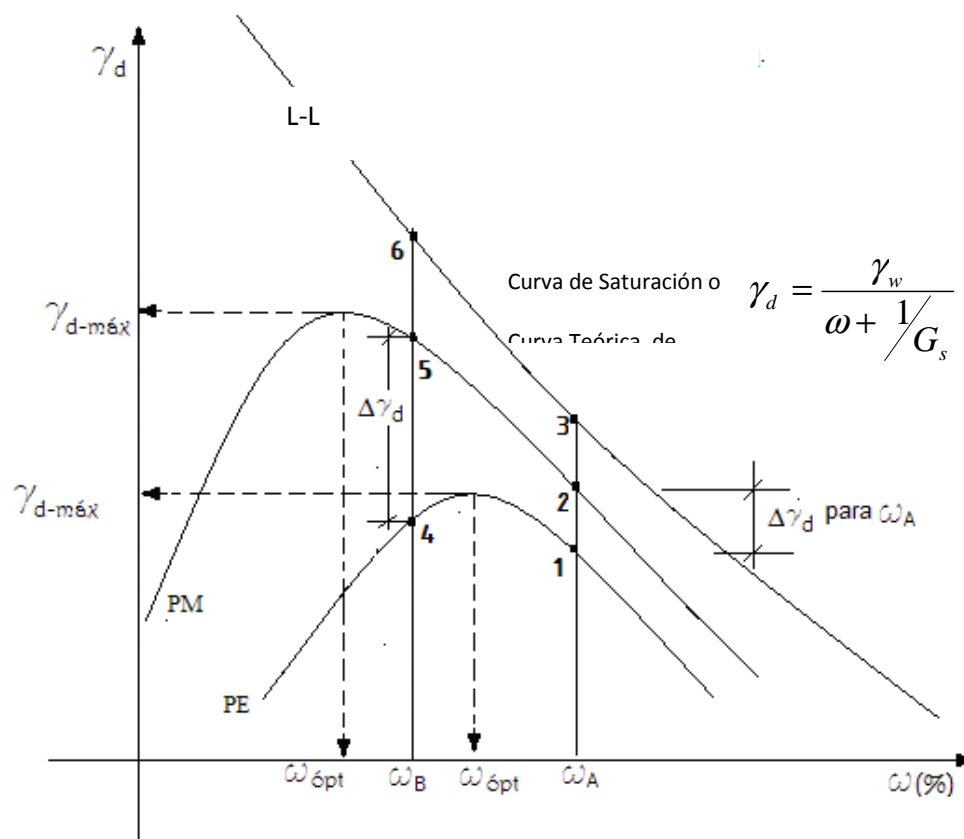
$$E = \frac{(25)(3)(24.4)(0.3048 \text{ m})}{943.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3} = 591.3 \times 10^3 \text{ N-m/m}^3 = 591.3 \text{ kN-m/m}^3$$

¹¹ Figura del Libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das

- PROCTOR MODIFICADO:

$$E = \frac{(25 \text{ golpes / capa})(5 \text{ capas})(44.5 \times 10^{-3} \text{ kN})(0.4572 \text{ m})}{943.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3} = 2696 \text{ kN-m/m}^3$$

Podemos observar claramente que la prueba Proctor Modificado compacta el suelo con una mayor energía que lo que lo hace la prueba Proctor Estándar, si graficamos curvas de compactación obtenidas a partir de cada una de las pruebas respectivamente tenemos:



¹²Figura 4.0 Curvas de Compactación Estándar y Proctor Modificado.

De lo expresado en la figura anterior, podemos deducir las siguientes conclusiones:

- Conforme se incrementa el esfuerzo de compactación, el peso específico seco máximo de compactación también aumenta.

¹² Figura del Documento: Compactación de Suelos – Notas del Ing. Armas.



- Conforme se incrementa el esfuerzo de compactación, el contenido de agua óptimo disminuye en alguna medida.
- Podemos observar que para suelos con humedades altas como ω_A , si incrementamos la energía de compactación de la del Proctor Estándar a la del Proctor Modificado, no ocurre un incremento significativo en el valor del peso específico máximo (Puntos 1 y 2 de la Figura 4.0). Es por eso que cuando esto ocurre, no se justifica el uso de una mayor energía de compactación, y se acepta que la energía del Proctor Estándar es suficiente para compactar el suelo de una forma económica.
- En cambio para suelos con humedades bajas como ω_B , si incrementamos la energía de compactación de la del Proctor Estándar a la del Proctor Modificado, se aprecia un incremento significativo en el valor del peso específico máximo (Puntos 4 y 5 de la Figura 4.0). Es por eso que cuando esto ocurre, sí se justifica el uso de una mayor energía de compactación, pudiendo utilizarse la energía del Proctor Modificado para esos casos.
- La línea **L-L** se conoce como: “Curva de Saturación” o “Curva Teórica de Compactación”, y corresponde al comportamiento del peso específico seco con respecto a la variación de humedad, si se lograría, mediante compactación, eliminar todo el aire en los poros del suelo logrando así una saturación del 100%.
- No es posible por ningún medio mecánico de compactación, expulsar todo el aire de los poros de suelo, de ahí que, la línea L-L se considere teórica, y no se alcanzará jamás por más que se incremente la energía de compactación, es decir, los puntos 3 y 6 de la Figura 4.0 son inalcanzables e irrebasables.

1.3.4 COMPACTACION EN CAMPO

La compactación de campo, al igual que la de laboratorio, es función de la humedad, del peso específico seco y de la energía de compactación. La energía de compactación en el campo depende de:



- Tipo, peso y número de pases del equipo de compactación.
- Tipo de suelo.
- Espesor de capa.

Sin embargo, esta energía de compactación de campo no puede ser cuantificada como hicimos en el laboratorio con la energía dinámica, tipo Proctor, entre otras cosas porque la energía que se aplica en el campo es de tipo estática, por vibración y por amasado, o una combinación de éstas en la mayoría de los casos.

Es por ello que para controlar la compactación en el campo se recurre a un parámetro que relaciona el peso específico seco que se alcanza en el terraplén con el peso específico seco máximo obtenido en el laboratorio con el Proctor correspondiente, usado como patrón.

La mayor parte de compactaciones en campo se hace con compactadores de rodillos, de los cuales podemos diferenciar 4 tipos principales:

- Compactador de rodillo de rueda lisa.
- Compactador de neumáticos de hule.
- Compactador con rodillos con pata de cabra.
- Compactador de rodillos vibratorios.

Los compactadores de rodillos lisos son apropiados para rodadas de prueba de subrasantes y para la operación final de rellenos con suelos arenosos y arcillosos, no se recomiendan para producir altos pesos específicos de compactación al usarse en capas gruesas.

Los compactadores con neumáticos de hule son mejores en muchos aspectos que los de rodillos lisos, ya que tienen una hilera de neumáticos que van colocados cerca uno de otro, se usan principalmente para la compactación de suelos arenosos y arcillosos mediante una combinación de presión y acción de amasamiento.



Los rodillos pata de cabra son tambores con un gran número de protuberancias. Durante la compactación en el campo, las pasadas iniciales compactan la porción inferior de una capa, para luego ir compactando las capas superiores subsiguientes con las pasadas posteriores. Estos rodillos se utilizan para compactar suelos arcillosos.

Los rodillos vibratorios son muy eficientes en la compactación de suelos granulares. Los vibradores se unen a rodillos lisos, a los neumáticos y a los pata de cabra para suministrar efectos vibratorios al suelo y compactarlo de una forma mucho más eficiente y rápida.

Grado de Compactación.- Este parámetro permite controlar en campo el trabajo de compactación, por lo general, una estipulación es que el contratista debe lograr un peso específico máximo seco por compactación en campo del 90% al 95% del peso específico seco máximo determinado en el laboratorio por al prueba del Proctor Estándar o por la Modificada.

$$G_c = \frac{\gamma_{d-\text{terraplén}}}{\gamma_{d-\text{máx}}} * 100$$

El control de compactación en el campo, como parte del control de calidad del terraplén compactado, consiste en alcanzar un grado de compactación en un rango de humedades fijado, para garantizar las propiedades mecánicas por las que se compacta, de la forma más económica.

La energía de compactación a utilizarse se define por el tipo de propiedad mecánica a mejorar, el grado de compactación se fija en función de la importancia económica del terraplén compactado y con relación al patrón de compactación a utilizarse en el laboratorio. Aunque en muchos proyectos de carreteras solo fijan como control de compactación alcanzar el grado de compactación deseado, sin fijar en qué rango de humedades se debe obtener, esto se demuestra que es un grave error, en el aspecto económico y en el aspecto técnico.

1.4 RESISTENCIA CORTANTE DEL SUELO

1.4.1 RESISTENCIA AL CORTE Y EL MODELO DE FRICCIÓN.

Se define a la resistencia al corte, o resistencia al esfuerzo cortante de un suelo como el valor máximo, o límite, de la resistencia al corte que se puede inducir dentro de su masa antes de que ceda. Bajo ciertas condiciones, la flexibilidad conducirá a la formación de una superficie de deslizamiento por corte, sobre la cual puede tener lugar una cantidad apreciable de movimiento de deslizamiento, por ejemplo, avalanchas, rotación de taludes o fallas en excavaciones.

En esencia, la resistencia al corte en el seno de una masa sólida se debe al desarrollo de la resistencia a la fricción entre partículas adyacentes, de modo que los análisis se basan principalmente en el modelo de fricción. La fuerza transmitida por dos cuerpos en contacto estático (Fig 5.0) puede resolverse en dos componentes: la componente normal **N**, perpendicular a la superficie de deslizamiento y la componente tangencial **T**, paralela a la misma. En el momento en el que se inicia el deslizamiento, la relación **T/N** habrá llegado a un valor límite o máximo, que recibe el nombre de coeficiente de fricción **μ** :

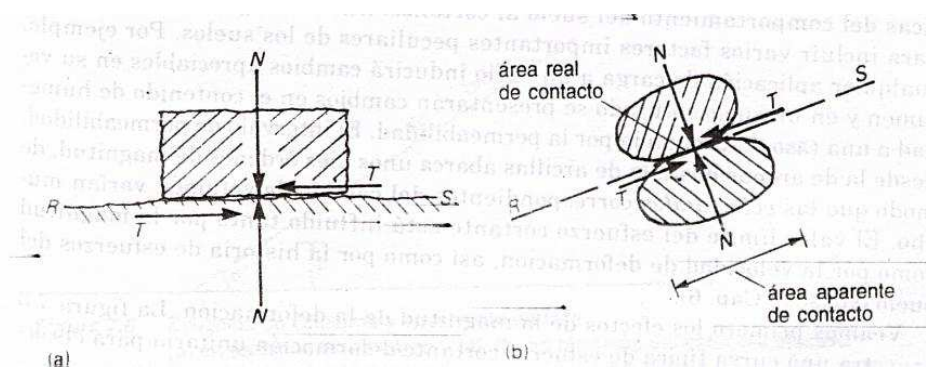


Figura 5.0 Modelo de Fricción

Si graficamos varios valores de pares ordenados (N,T) obtenemos lo siguiente:

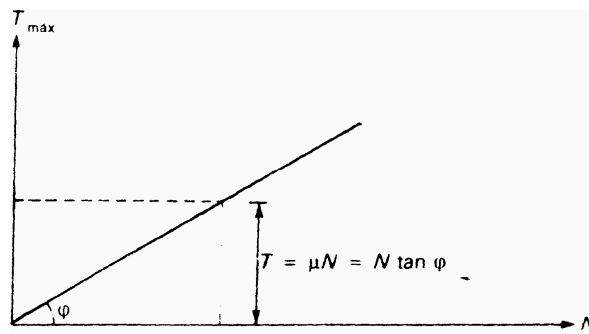


Figura 6.0 Angulo de Fricción Interna

En términos de esfuerzo, la resistencia a cortante puede ser expresada mediante la siguiente ecuación:

$$\tau = \mu * \sigma = \sigma * \tan \Phi$$

En donde: σ = Esfuerzo normal generado por la fuerza N.

τ = Resistencia Cortante.

μ = Coeficiente de Fricción.

Φ = Angulo de fricción interna.

Una de las causas de la resistencia a la fricción es que en los puntos verdaderos de contacto, las partículas quedan trabadas o entrelazadas entre sí. Para que se presente el deslizamiento es necesario que el material ceda localmente en los puntos de contacto. En un estudio de resistencia cortante de un suelo, se debe incluir varios factores importantes peculiares de los suelos, por ejemplo: cualquier aplicación de carga a un suelo inducirá cambios apreciables en su volumen y en un suelo saturado se presentarán cambios en el contenido de humedad a una tasa determinada por la permeabilidad.

Todo lo expuesto anteriormente, tiene verdadera aplicación cuando se trata de suelos arenosos o de grano grueso, en caso de tratarse de suelos arcillosos o cohesivos, los mecanismos generadores de resistencia al corte en estos suelos son casi similares a aquellos que generan resistencia al corte en suelos



granulares. La única diferencia es que no se consideran arcillas secas, ya que es de mucha importancia la resistencia al corte del sistema arcilla – agua, debido a que un proceso de secado de un suelo arcilloso cambian drásticamente sus más importantes propiedades básicas, principalmente el tamaño y forma de las partículas.

Con respecto a la generación de la resistencia a corte en suelos arcillosos, es importante responder 2 cuestiones principales:

- ¿Pueden las partículas de arcilla acercarse lo suficiente para establecer interacciones de valencia primaria de rango corto u otras atracciones?
- ¿Cuánta trabazón puede existir entre las partículas?

La respuesta a ambas preguntas depende de la forma y tamaño de las partículas y de su estructura. En cuanto el tamaño de las partículas disminuye, su forma aplanada aumenta y la orientación cara – cara se incrementa, de modo que la habilidad para establecer contactos de rango corto e interferencia geométrica entre las partículas disminuye. Por lo tanto, la resistencia a corte se espera que disminuya.

1.4.2 FALLA EN LA CAPACIDAD AL CORTE.

Se define como Estado de Falla a una condición arbitraria límite, descrita más comúnmente en términos de deformación, por ejemplo:

- Deformación muy grande.
- Deformación Inaceptable.
- Deformación que conduce a ruptura y formación de una discontinuidad.
- Tasa de deformación inaceptable.

En un suelo, la deformación y el desarrollo de discontinuidades son opuestos por la resistencia a corte. En cualquier plano de la masa del suelo, la



resistencia a corte puede ser superada por esfuerzo cortante aplicado, el esfuerzo cortante correspondiente a la condición de falla es llamado “Capacidad al Corte del Suelo”.

Criterios de Falla de Mohr – Coulomb.- Mohr presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. En esta teoría afirma que un material falla a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien por un esfuerzo máximo cortante. Así entonces, la relación funcional entre un esfuerzo normal y un esfuerzo cortante sobre un plano de falla se expresa en la siguiente forma:

$$\tau = f(\sigma) \text{ (E.1)}$$

Donde: σ = Esfuerzo normal sobre el plano de falla.

τ = Esfuerzo Cortante sobre el plano de falla.

La envolvente de falla definida por la ecuación (E.1) es una línea curva, como se muestra en la figura 7.1. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal. Esta relación se escribe como:

$$\tau = c + \sigma * \tan \Phi \text{ (E.2)}$$

Donde: c = Cohesión.

Φ = Angulo de fricción interna.

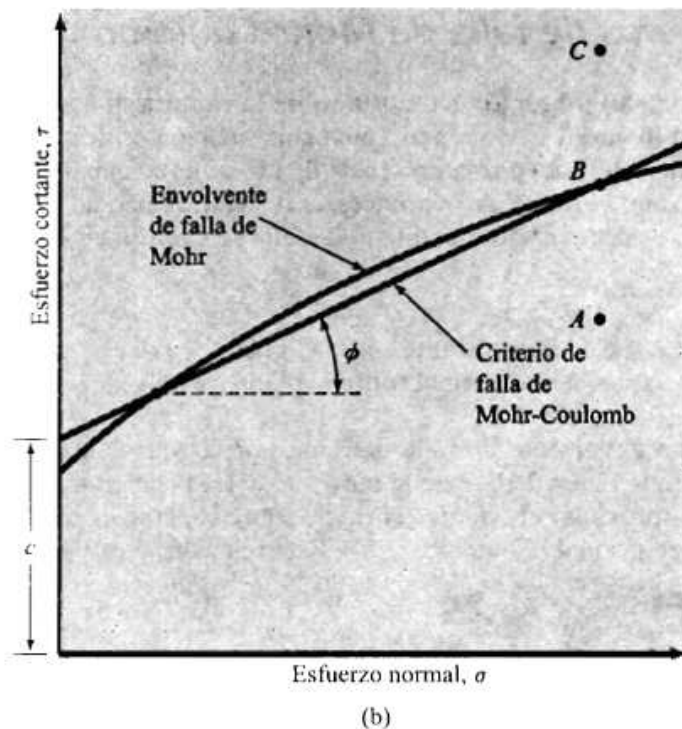


FIGURA 7.1 Envolvente de falla de Mohr y los criterios de falla de Mohr-Coulomb.¹³

La ecuación precedente se llama CRITERIO DE FALLA DE MOHR – COULOMB. El significado del la envolvente de falla se puede explicar de la siguiente manera: si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano de una masa de suelo son tales que son representados en el punto **A** de la figura 7.1, entonces no ocurrirá una falla a corte a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto **B** que se encuentra sobre la envolvente de falla, entonces ocurrirá una falla por cortante a lo largo de ese plano. Un estado de esfuerzo sobre un plano representado por el punto **C** no existe porque, al quedar por sobre la envolvente de falla, la falla a cortante ya habría ocurrido en el suelo.

En el caso de tratarse de un suelo saturado, el esfuerzo normal en un punto, es la suma del esfuerzo efectivo y la presión de poro, o sea:

$$\sigma = \sigma' + u$$

¹³ Figura del Libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das



El esfuerzo efectivo σ' es tomado por los sólidos del suelo, entonces, para aplicar la ecuación (E.2) a la mecánica del suelo tenemos que reescribirla como:

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \phi = c + \sigma' \tan \phi$$

1.4.3 CAPACIDAD DE CORTE DRENADA Y NO DRENADA.

Cuando los suelos se ven sometidos a incrementos de deformaciones y/o esfuerzos de corte, existe un cambio en la presión de agua de poros. Esta presión se genera por el acomodamiento de las partículas del suelo durante el proceso de corte y la consiguiente variación del volumen de vacíos en el área sometida a corte.

Esta presión de agua de poros inducida por el efecto de corte, es una presión en exceso, esto es, si se deja pasar un tiempo suficiente y el drenaje es posible, es de esperarse que la presión de agua de poros inducida se disipe con el correspondiente cambio en el volumen.

Tanto en el laboratorio como en el campo podemos tener las dos condiciones extremas de completa disipación o disipación nula, junto con varias condiciones intermedias. Si el esfuerzo cortante es aplicado a una tasa tal y/o las condiciones de drenaje son tales que la presión inducida de agua de poros es cero cuando la falla se produce, entonces podemos decir que la falla se produjo bajo condiciones drenadas; o que la capacidad a corte drenada del suelo ha sido movilizada durante la falla.

En el otro extremo, si el esfuerzo cortante es aplicado muy rápido y/o las condiciones de drenaje son tales que no permiten ninguna disipación de la presión de agua de poros inducida cuando la falla se produce, decimos que la falla ocurrió bajo condiciones no drenadas; o que la capacidad a corte no



drenada del suelo fue movilizada durante la falla, debe indicarse además que no existe cambio de volumen durante la falla no drenada.

Para cualquier suelo en condiciones de laboratorio, la tasa de aplicación de la carga y las condiciones de drenaje pueden ser controladas de manera que se obtenga una falla completamente drenada o no drenada. En tanto que en el campo ambos extremos y disipación parcial de las presiones inducidas de agua de poros es posible. Sin embargo, la naturaleza del suelo, por ejemplo: granular o cohesivo; normalmente consolidado o preconsolidado, tienden a dictar la condición de falla.

En la mayoría de problemas prácticos en el campo, las arcillas rígidas altamente preconsolidadas fallan bajo condiciones drenadas. Una razón para aquello es que en dichas arcillas, las presiones inducidas de agua de poros son negativas y mientras se disipan, las arcillas rígidas se suavizan y debilitan. En cambio, cuando se trata de arcillas blandas normalmente consolidadas o apenas preconsolidadas, fallan bajo condiciones no drenadas o parcialmente no drenadas, y movilizan la capacidad a corte no drenada del suelo. Esto se debe a que, mientras la presión inducida de poros positiva se disipa, estas arcillas ganan capacidad soportante. Por lo tanto, la condición crítica se da durante la carga.

La mayoría de los suelos granulares movilizan la capacidad a corte en condiciones drenadas, a menos que se encuentren sujetos a cargas dinámicas como lo son los sismos, las arenas finas sueltas saturadas son susceptibles de este tipo de fallas.

Entonces, concluyendo con respecto a lo expuesto, es evidente que los problemas que envuelvan condiciones no drenadas deben ser resueltos utilizando esfuerzos totales, ante la imposibilidad de evaluar correctamente los esfuerzos efectivos, por la variación producida en la presión de agua de poros. En tanto, que los problemas que utilizan condiciones drenadas son susceptibles de ser resueltos utilizando esfuerzos efectivos, pues podemos



evaluar las condiciones iniciales de presión de agua de poros y asumir que las mismas no variarán significativamente durante el proceso de corte en el suelo.

1.4.4 MEDICION DE LA CAPACIDAD A CORTE EN LABORATORIO.

Existen varios aparatos y procedimientos para la medición de la capacidad a corte de los suelos, diferentes en varios aspectos. Sin embargo, casi todas las pruebas tienen dos etapas principales:

- Durante la primera etapa de la prueba, el estado de esfuerzos en el espécimen es controlado de forma tal que se le somete a una presión uniforme en todas las direcciones.
- Durante la segunda etapa, el espécimen es conducido a falla por un medio u otro.

Ahora, si durante la primera etapa, el espécimen es admitido a sufrir un cambio de volumen, ya sea de incremento o disminución; entonces la prueba se denomina “consolidada”. Si no se permite un cambio de volumen durante la primera etapa, la prueba se denomina “no consolidada”.

Si durante la segunda etapa, el cambio de volumen es admitido, entonces la prueba se llama “drenada”; si no se permite drenaje, es decir, no se permite cambio de volumen en la muestra, la prueba se denomina “no drenada”. Por lo tanto, en los ensayos de laboratorio, las siguientes combinaciones de pruebas son posibles:

- Prueba Consolidada Drenada (CD).
- Prueba Consolidada No Drenada (CU)
- Prueba No Consolidada No Drenada (UU)

En cualquier etapa no drenada se espera que ocurran cambios en la presión de agua de poros. A menos que estos cambios en la presión de agua de poros sean medidos, no será posible evaluar la capacidad de esfuerzo cortante en función de esfuerzos efectivos.

Debe recordarse además que la terminología “consolidada” o “no consolidada” se refiere únicamente a lo realizado en el laboratorio, ya que cada espécimen de suelo natural ya ha sido consolidado en el campo antes de ser colocado en el aparato de prueba.

Las pruebas de laboratorio más comunes son:

- Prueba de Corte Directo.
- Prueba de Compresión Simple.
- Prueba Triaxial.

Prueba de Corte Directo.- En este ensayo se miden directamente los esfuerzos normal y de corte en el plano de falla. Primero se corta un prisma rectangular de una muestra de suelo que se introduce con precisión en una caja metálica dividida en dos mitades horizontales (Fig. 7.0).

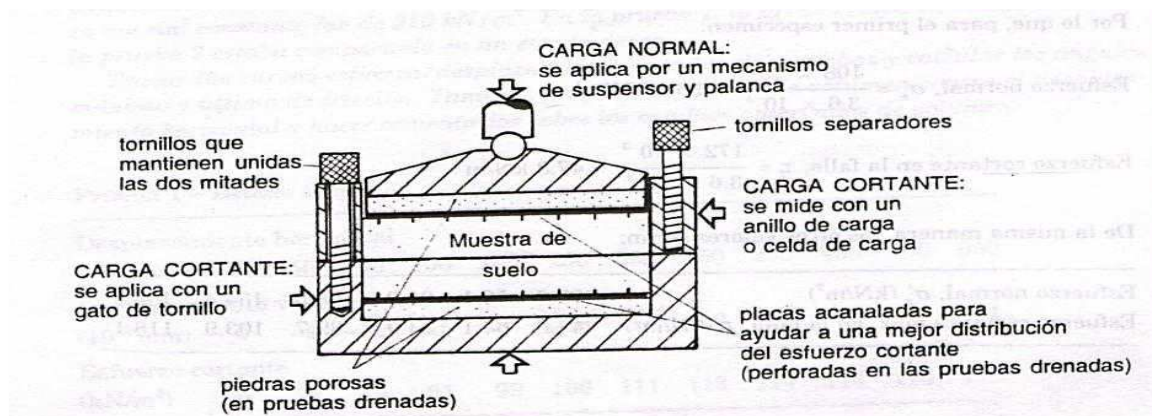


Figura 7.0 Caja de corte directo



En el aparato de tipo estándar la caja es de 60 x 60 mm, pero para los suelos de granos gruesos y quizás arcillas agrietadas se usa una versión más grande. Manteniendo unidas las dos mitades de la caja, el espécimen del suelo se coloca en forma de emparedado entre dos placas metálicas acanaladas y dos piedras porosas. Sobre la parte superior de la caja se coloca una almohadilla de presión y la caja misma se coloca en una caja externa, que corre horizontalmente en rodamientos de rodillos.

Después se aplica una carga vertical sobre el suelo, usando un suspensor estático de pesas. Después de extraer los tornillos que mantienen unidas las dos mitades de la caja, el suelo se somete a la acción del corte mediante una fuerza horizontal aplicada con un gato de tornillo a una velocidad de deformación constante. La magnitud de la fuerza cortante se mide mediante un anillo de carga o un transductor de carga.

Este mismo procedimiento se repite en otros cuatro o cinco especímenes tomados de la misma muestra de suelo. Se calculan y se grafican los valores del esfuerzo normal y del esfuerzo cortante en el plano horizontal de falla.

Esta prueba de laboratorio tiene algunas ventajas y desventajas expuestas a continuación:

Entre las ventajas tenemos:

- Se miden directamente tanto el esfuerzo cortante como el esfuerzo normal en el plano de la falla; los parámetros de la resistencia al corte (c y Φ) se definen en términos de estos esfuerzos.
- Es posible mantener un esfuerzo normal absolutamente constante durante toda la prueba.



- Es más fácil ensayar suelos sin cohesión, tales como gravas y arenas; las pruebas con drenaje en este tipo de suelos pueden llevarse a cabo en un tiempo bastante corto.
- Es más fácil medir los cambios de volumen durante la prueba.
- Usando una caja de corte directo reversible, es posible llevar a cabo pruebas que requieran grandes desplazamientos; por ejemplo, pruebas de resistencia residual en arcillas.

Entre las desventajas podemos citar las siguientes:

- La distribución del esfuerzo cortante sobre el plano de falla se supone uniforme, pero de hecho no lo es.
- No es posible controlar el drenaje de la muestra o medir la presión de poro en el agua dentro de la muestra. Por consiguiente, sólo se pueden llevar a cabo mediciones del esfuerzo total, excepto cuando la rapidez de corte se mantiene lo suficientemente baja como para asegurar que no hay aumento en la presión de poro, por ejemplo en suelos sin cohesión.
- El esfuerzo normal no puede variarse fácilmente.

Prueba de Compresión Simple.- Conocida también como “Compresión Inconfinada”. En esta prueba, se lleva a la falla un espécimen cilíndrico de suelo, mediante la aplicación de una tasa de deformación constante que puede variar entre un 0.5% y 2% por minuto.

El espécimen cilíndrico debe tener una relación altura / diámetro entre 2 y 2.5. Por lo común se utiliza los especímenes tienen diámetros de 3.5cm.

Es una prueba muy sencilla de realizar, se utiliza para suelos cohesivos o granulares con cierta cementación o contenido de arcillas de forma tal que permita tallar el espécimen cilíndrico. En esta prueba se pueden realizar únicamente ensayos consolidados no drenados, ya que la única presión



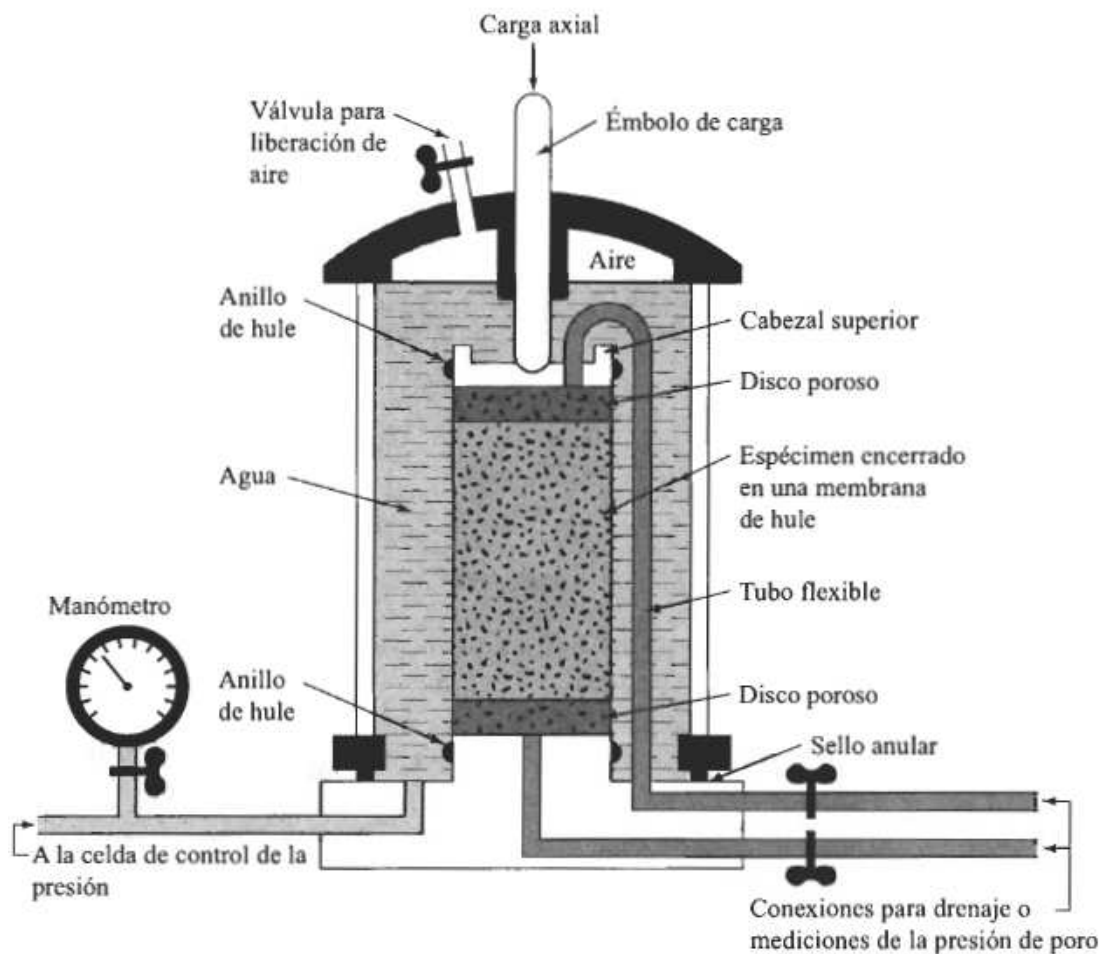
aplicada, en todas direcciones, previa a la rotura de la muestra, es la presión atmosférica.

La velocidad con la cual se aplica la deformación no permite la disipación de la presión inducida de agua de poros, lo que hace que la prueba sea no drenada pese a que no se coloca ningún mecanismo para impedir el flujo de agua fuera de la muestra.

Prueba Triaxial.- La prueba de compresión triaxial es el ensayo de corte de uso más común; es adecuada para todos los tipos de suelos excepto arcillas muy sensitivas y permite aplicar diferentes procedimientos. La prueba se lleva a cabo en un espécimen cilíndrico de suelo que tiene una relación altura/diámetro de 2:1; los tamaños usuales son de 76 x 38 mm 100 x 50 mm.

La prueba se considera confiable por las siguientes razones:

- Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo – deformación unitaria del suelo, cosa que no hace la prueba de corte directo.
- Proporciona condiciones más uniformes de esfuerzo que la prueba de corte directo con sus concentraciones de esfuerzos a lo largo del plano de falla.
- Proporciona más flexibilidad en términos de trayectoria de carga.



14 **FIGURA 7.11** Diagrama del equipo de prueba triaxial (según Bishop y Bjerrum, 1960).

PRUEBA SIN DRENAR.- Primero se procede a cortar el espécimen para que tenga el tamaño preciso y después se coloca entre dos cabezales rígidos en el interior de una membrana delgada de hule para aislarlo del agua de la cámara. Sobre la membrana se colocan aro - sellos de hule, para un sellado adecuado.

Con la cámara desarmada, el espécimen, con cabezales y membrana se monta en el pedestal, el extremo de la membrana de hule se estira sobre el pedestal y se mantiene fijo con los aro - sellos. Después se ensambla la cámara de tal manera que se logre el sistema que se muestra en la figura 7.11. El espécimen se somete a un esfuerzo isotrópico llenando la cámara con agua a una presión preestablecida. Manteniendo la presión

¹⁴ Figura del Libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das



en la cámara a un valor constante, se incrementa la carga axial por medio de un gato de tornillo, hasta que la muestra falla al corte o se alcanza el esfuerzo límite.

Durante la prueba, se toman lecturas de:

- La variación de longitud del espécimen, usando un extensómetro con indicador de desplazamiento.
- La carga axial, usando un anillo o una celda electrónica de carga.

Cuando se requieren mediciones de la presión de poro, se usan cabezales perforados junto con discos porosos en ambos extremos del espécimen. La base de la cámara triaxial también se perfora de manera especial y se le adapta un sistema de válvulas para facilitar la conexión a un transductor de presión o dispositivo equivalente.

PRUEBA DRENADA.- Durante una prueba drenada se permite que al agua de los poros en el interior del espécimen drene a través de otra salida en la base de la cámara. Se pueden colocar tiras verticales de papel filtro rodeando al espécimen dentro de la membrana de hule para ayudar al drenado. Se proporciona una tapa superior perforada, que se conecta con la base dentro de la cámara con un tramo de tubo de plástico.

1.5 DESCRIPCION DEL PRODUCTO QUIMICO PARA ESTABILIZACIÓN.

1.5.1 ORÍGEN DEL PRODUCTO ROCAMIX

En la naturaleza, todos los suelos están constituidos globalmente por la roca que, por efectos químicos y mecánicos son transformados en suelos, que luego de un perpetuo ciclo, la naturaleza retransforma estos suelos en roca. Pero cuando este proceso ocurre en la naturaleza, presenta el inconveniente de que tarda millones de años en llevarse a cabo.



Con la creación del producto utilizado, la idea es encontrar un camino rápido para acelerar el "proceso" de endurecimiento de los suelos tratados para llegar a la petrificación. En química, los "procesos" que necesitan tiempo y energía importante - tal como el de la transformación del suelo en roca - pueden modificarse y acelerarse claramente gracias a la adición de catalizadores.

Imitando a la naturaleza y utilizando los conocimientos químicos, especialmente los de agentes de activación, el producto ROCAMIX puede modificar el comportamiento del suelo independientemente de su composición.

1.5.2 EFECTOS DEL PRODUCTO EN LOS SUELOS

El producto es un sistema de estabilización y de impermeabilización de suelo de alta tecnología que se diferencia de los métodos tradicionales porque torna la compactación del suelo en estado **totalmente irreversible**.

Mediante la realización de estudios a numerosos suelos a los que se les ha aplicado el sistema, se ha podido determinar los siguientes efectos sobre las propiedades de los suelos tratados:

- El producto químico permite una mejora de los valores de sustentación de cualquier tipo de suelo ligante o débilmente ligante entre 3 y 5 veces, en un 50% de los casos incluso muy por encima. Se pueden lograr los valores de sustentación deseados con un 75% hasta un 100% del suelo disponible a pie de obra y se ahorra la extracción y el transporte a vertederos controlados y la aportación de material comprado. El ahorro es muy importante.
- La mejora de las propiedades así como de los valores de sustentación del suelo es permanente y mejora en tiempo corto el



efecto del tráfico. La firmeza y la estabilidad creciente del suelo tratado llevan a una mejor durabilidad y por eso también a ahorros aun mayores debido a un menor mantenimiento.

- El producto trabaja igual con cualquier tipo de suelos, activa las fuerzas cohesivas propias del suelo y reduce la influencia del agua de forma importante y duradera. El producto de estabilización modifica los suelos en sí mismos de forma permanente y puede ser utilizado por eso tanto en el lugar de su aplicación como en un procedimiento de mezcla previa en planta. Una vez añadido al suelo, éste mantiene el efecto del sistema.

Ya que el suelo interviene con el papel de actor principal, la aplicación del Sistema Rocamix es muy sencilla; se precisa en casi todos los suelos la misma cantidad de aditivos para conseguir el resultado deseado. Los otros puntos fuertes del Sistema Rocamix son:

- Simplicidad en la aplicación que se realiza con el parque de maquinaria disponible
- Resultado asegurado que se conoce de antemano, ya que se han hecho visibles con ensayos previos de laboratorio.



CAPITULO II

2.1 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO NATURAL.

2.1.1 DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS

Para este ensayo se utilizó agua común debidamente desairada a baño María, primeramente se procedió a obtener la curva de calibración del matraz, debido a las desviaciones de temperatura que se puede tener, ya que debemos realizar el ensayo a una temperatura cercana a los 20 °C. Luego con una cantidad de material secado al aire se realizo una mezcla con agua en el recipiente volumétrico el cual fue desairado a baño maría por 30 minutos, es decir, por ebullición, posteriormente completamos el nivel de agua hasta la marca y luego dejado en reposo para tomar las medidas de temperatura y peso del conjunto, al final el material ensayado fue secado al horno a 110 °C por 24 horas, los datos del ensayo se pueden ver en el ANEXO 1.

EQUIPO:

- Frasco volumétrico de 500 ml o Matraz.
- Balanza de precisión 0,1 gr.
- Agua desairada con temperatura estabilizada.

El resultado del ensayo es:

TEMPERATURA	W(mat+agua+suel)	W(matraz +agua)	Gs
°C	gr.	gr.	
31	830,3	658,47	2,636
25	831	659,24	2,634
20	831,4	659,88	2,628
18	831,9	660,14	2,634
PROMEDIO			2,633

$$G_s = 2,633$$



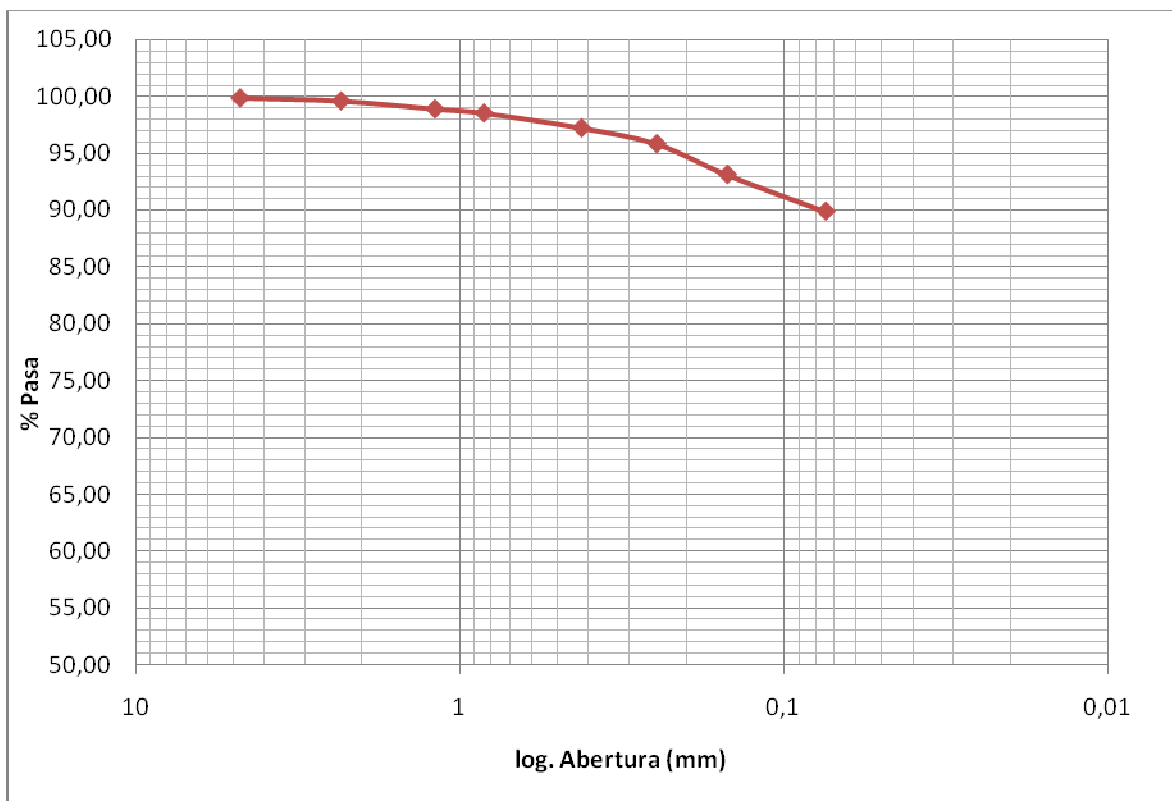
2.1.2 GRANULOMETRÍA DEL SUELO

Para la realización de este ensayo se tomo una muestra de 500 gr de material mediante cuarteo, cual fue debidamente lavado sobre el tamiz 200 cumpliendo con el tamizado por lavado para las partículas finas luego de secado dicho material por 24 horas, se coloco en la tamizadora por el lapso de 10 minutos con la serie de tamices fina, el material fue debidamente pesado para determinar cada porcentaje retenido de la serie de tamices admitiendo un error del 1%, para luego la información obtenida del análisis presentarse en forma de curva semilogarítmica, incluyendo sus respectivos diámetros y coeficientes para su debida clasificación. Ver resultados del ensayo en el ANEXO 2.

EQUIPO:

- Serie fina de tamices.
- Tamizadora mecánica eléctrica.
- Balanza.

La curva granulométrica obtenida de este ensayo es la siguiente:





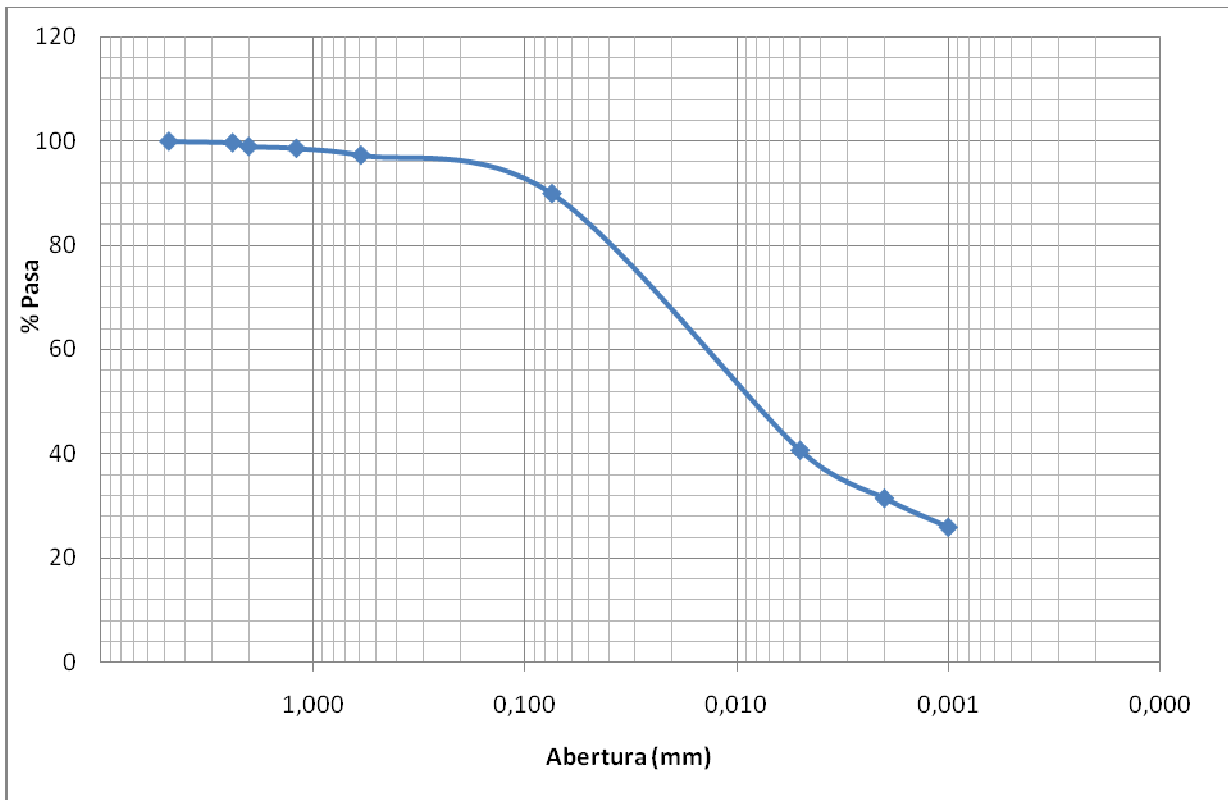
Como se puede observar, el suelo tiene un alto contenido de material fino, es por eso que, es necesario realizar un análisis mediante la utilización del hidrómetro, ensayo que se realiza a continuación.

Para este ensayo se tomo una muestra de 500 gr de material debidamente secado y pulverizado y fue mezclado con la solución al 4% de agente defloculante, el cual después de haber sido dejado por una hora en reposo se transfirió a la batidora o mezcladora por el tiempo de 5 minutos, de ahí una vez colocado en la probeta de sedimentación y completado los 1000 ml se agitó y se puso en reposo en el recipiente estabilizador de temperatura para su control. Se procedió a tomar las respectivas lecturas del hidrómetro y de temperatura en tiempos preestablecidos, para luego presentar los resultados que se pueden ver en el ANEXO 2.

EQUIPO:

- Cilindro de sedimentación o probeta de hidrómetro.
- Hidrómetro modelo 151H.
- Mezcladora.
- Agente defloculante metafosfato de sodio.
- Recipiente estabilizador de temperatura.
- Termómetro.

La curva granulométrica total del suelo, una vez realizado los dos ensayos se muestra a continuación:



2.1.3 PLASTICIDAD

2.1.3.1 LÍMITE PLÁSTICO

El ensayo fue realizado sobre material secado al aire y tamizado a través de la malla # 40, el cual fue mezclado con agua de forma cuidadosa hasta obtener un color uniforme de la masa de suelo de la cual se debe obtener el contenido de humedad al cual un cilindro se rompe o se desquebraja, cuando se enrolla a un diámetro de aproximadamente 3 mm, este ensayo está sujeto a la interpretación del operador. Este ensayo fue realizado varias veces para contar con un número suficiente y representativo de muestras en sus recipientes para medir el contenido de humedad y que posteriormente fueron dejados en el horno por 24 horas a una temperatura establecida.

EQUIPO:

- Papel o placa de vidrio.



- Recipientes o cápsulas para contenido de humedad.
- Equipo para la preparación de la muestra de suelo (recipiente de goma, espátula, dosificador de agua).
- Balanza con sensibilidad de 0,01 gr.
- Tamiz # 40, recipiente de fondo y tapa.
- Horno.

Los resultados del ensayo se reflejan en la siguiente tabla.

#Tarro	Wtarro	Wtarro+mat.hum	Wtarro+mat.seco	%HUMEDAD
7	42,58	46,11	45,42	24,30
113	42,46	47,41	46,35	27,25
130	40,27	42,72	42,18	28,27
PROMEDIO				26,61

Límite Plástico = 27%

2.1.3.2 LÍMITE LÍQUIDO.

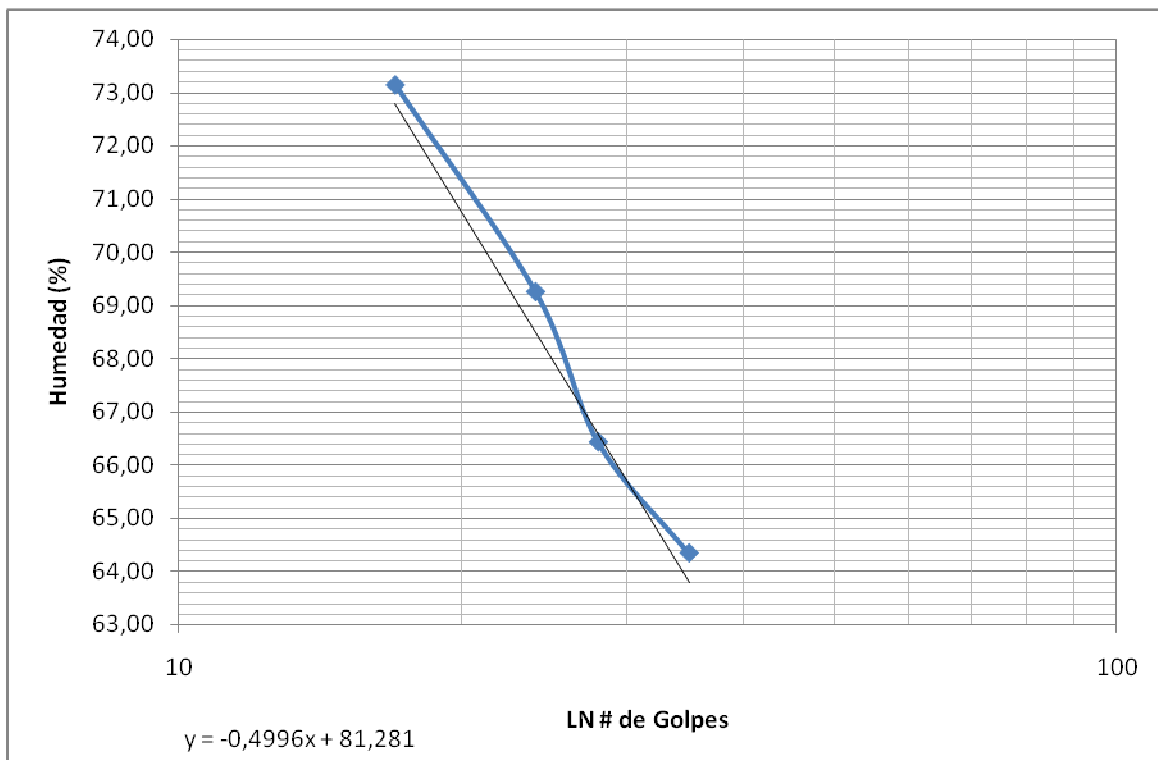
El ensayo se realizó sobre material tamizado a través de la malla #40, los resultados del mismo se muestran a continuación:

EQUIPO:

- Recipiente patrón para ensayo de límite líquido con ranurador (Cuchara de Casagrande).
- Recipientes o capsulas para contenido de humedad.
- Equipo para la preparación de la muestra de suelo (recipiente de goma, espátula, dosificador de agua).
- Balanza con sensibilidad de 0,01 gr.
- Tamiz # 40, recipiente de fondo y tapa.
- Horno.



# GOLPES	%HUMEDAD
35	64,34
28	66,43
24	69,26
17	73,15



Límite Líquido = 69%

2.1.4 CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Con los datos de los ensayos anteriores ya pudimos clasificar al suelo por el método de la AASHTO, según las tablas que se muestran en el Libro de Braja M. Das.



Además el manual de aplicación del producto ROCAMIX nos dice que el suelo debe clasificarse según ese método, obteniendo los siguientes resultados:

Tamiz#	%Pasa
4	99,86
8	99,60
40	97,22
100	93,10
200	89,86

PROPIEDADES ÍNDICE	
LL=	68,7
LP=	26,6
IP=	42,1

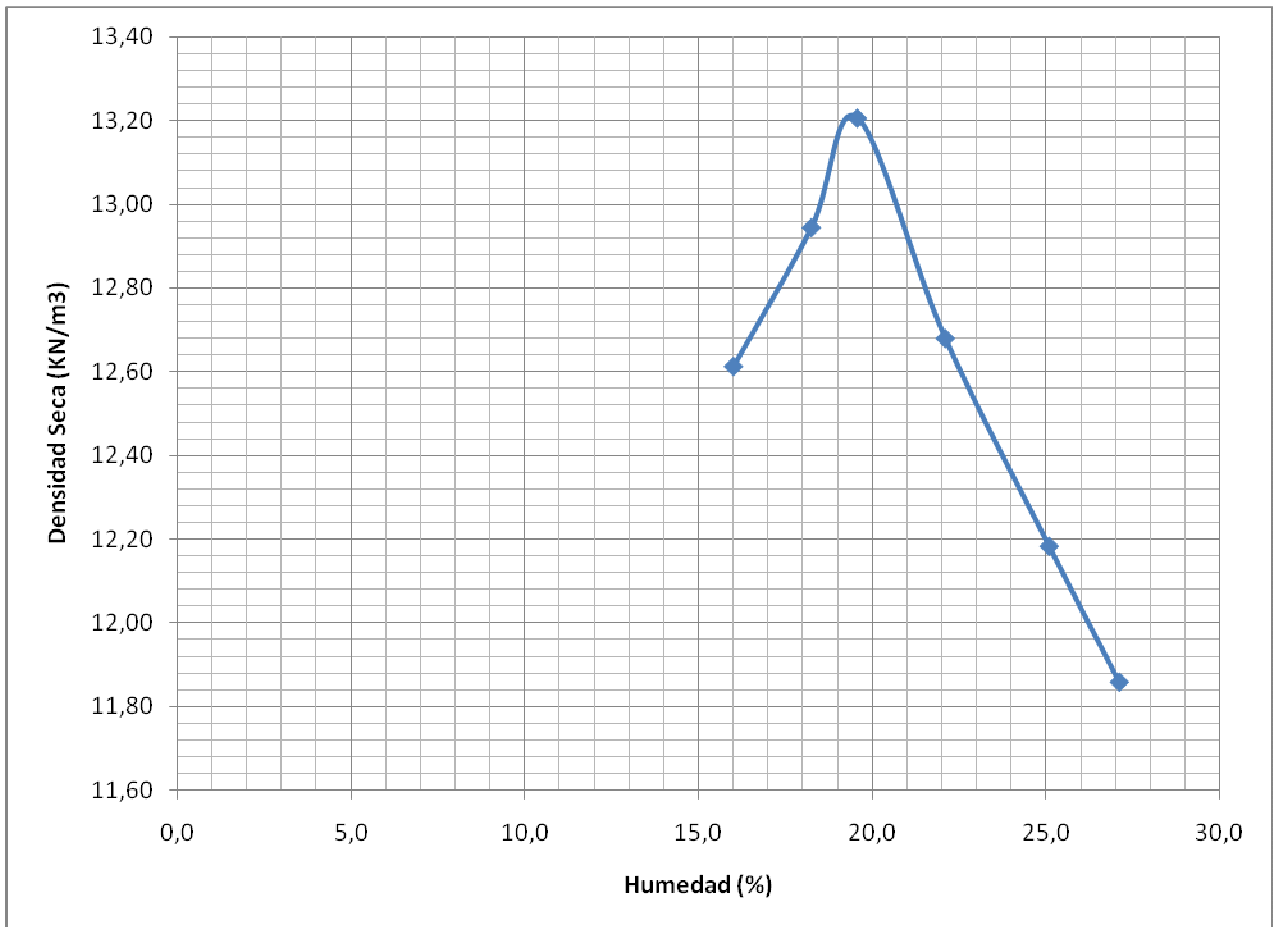
De donde el suelo se clasifica como:

A – 7- 6 [43] Suelo Arcilloso

Que según el manual del producto ROCAMIX corresponde a un suelo tipo **R4** al cual le corresponde añadir la dosis máxima de producto y de cemento. El índice de grupo mostrado entre los corchetes se calculó según la fórmula que aparece en el libro “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica – Braja M. Das”, en el cual se indica que ese valor no tiene límite máximo.

2.1.5 ENSAYO DE COMPACTACIÓN

Debido a que el producto químico debe ser aplicado sobre un suelo que tiene que ser compactado con un contenido de humedad igual al contenido óptimo, es necesario realizar el ensayo de compactación para determinar dicho porcentaje óptimo, los resultados son los siguientes:



Densidad Seca Máxima = 13,21 KN/m³

Contenido óptimo de humedad = 19,5%

Las demás tablas y resultados pueden observarse en el ANEXO 3

2.1.6 RESISTENCIA A CORTE DEL SUELO

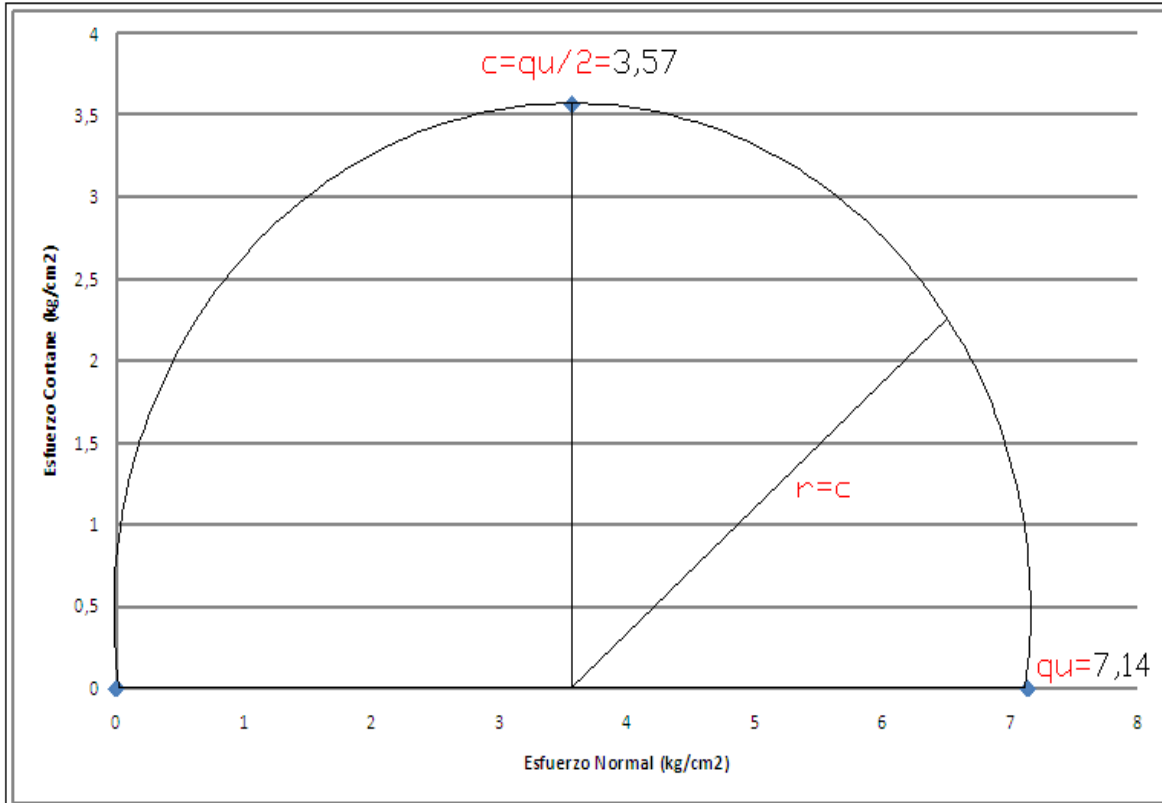
2.1.6.1 ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE:

Para la realización de este ensayo, se utilizó suelo disgregado pasado por el tamiz #4. Las muestras para ensayar fueron obtenidas luego de haber sido sometidas a un proceso de compactación con un contenido de humedad igual al óptimo, posteriormente se extrajeron las muestras del molde y se procedió a ensayarlas.



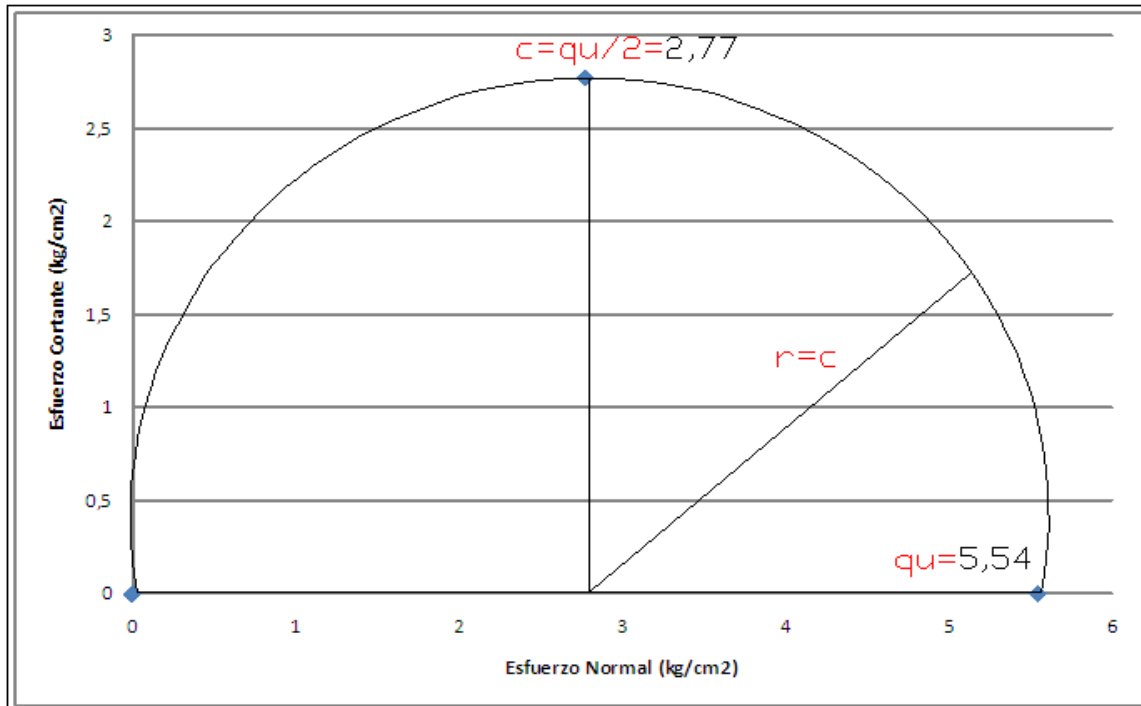
Una vez realizado el ensayo sobre 3 muestras de suelo, los resultados son los siguientes:

MUESTRA 1:

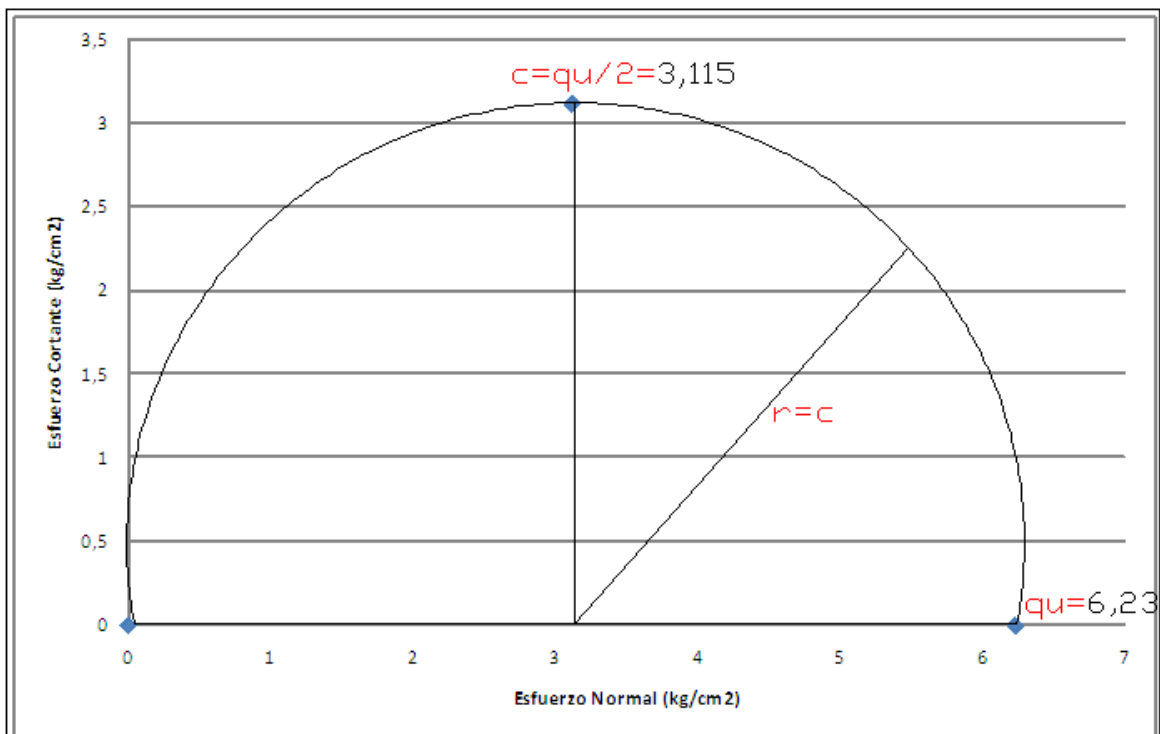




MUESTRA 2:



MUESTRA 3:



MUESTRA 1	Resistencia a la Compresión Simple	qu=	7,14	kg./cm ²
	Resistencia a corte del Suelo	cu=	3,57	kg./cm ²
MUESTRA 2	Resistencia a la Compresión Simple	qu=	5,54	kg/cm ²
	Resistencia a corte del Suelo	cu=	2,77	kg/cm ²
MUESTRA 3	Resistencia a la Compresión Simple	qu=	6,23	kg/cm ²
	Resistencia a corte del Suelo	cu=	3,115	kg/cm ²

PROMEDIO DE RESISTENCIA A CORTE = 3,15 kg/cm²

Es importante indicar que este ensayo no cumple con la norma, ya que las muestras ensayadas no cumplen los requerimientos de relación **Longitud/Diámetro**, pero se acepta el ensayo ya que el objetivo de la monografía es determinar el mejoramiento de la capacidad a corte, así que los datos de estas muestras luego serán comparados con los datos de muestras similares, a las cuales se aplica el producto químico.

Las tablas y datos completos del ensayo se pueden ver en el ANEXO 4

2.1.6.2 ENSAYO DE CORTE DIRECTO.

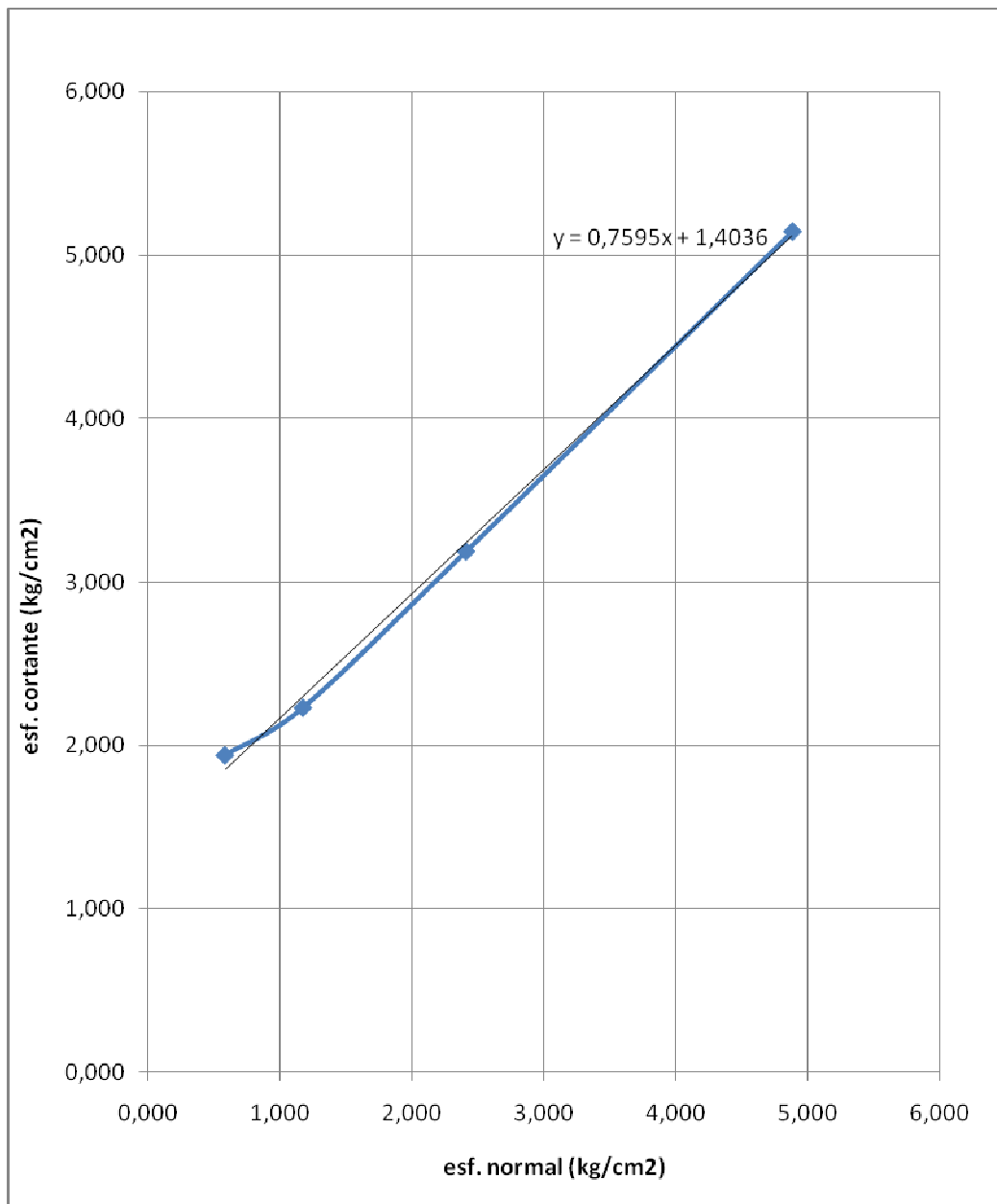
Para este ensayo, se compactaron muestras de la misma forma que para el ensayo de compresión simple, luego mediante la utilización de anillos metálicos, de cada cilindro de suelo se extrajo una muestra para realizar el ensayo.





Los resultados obtenidos son los siguientes:

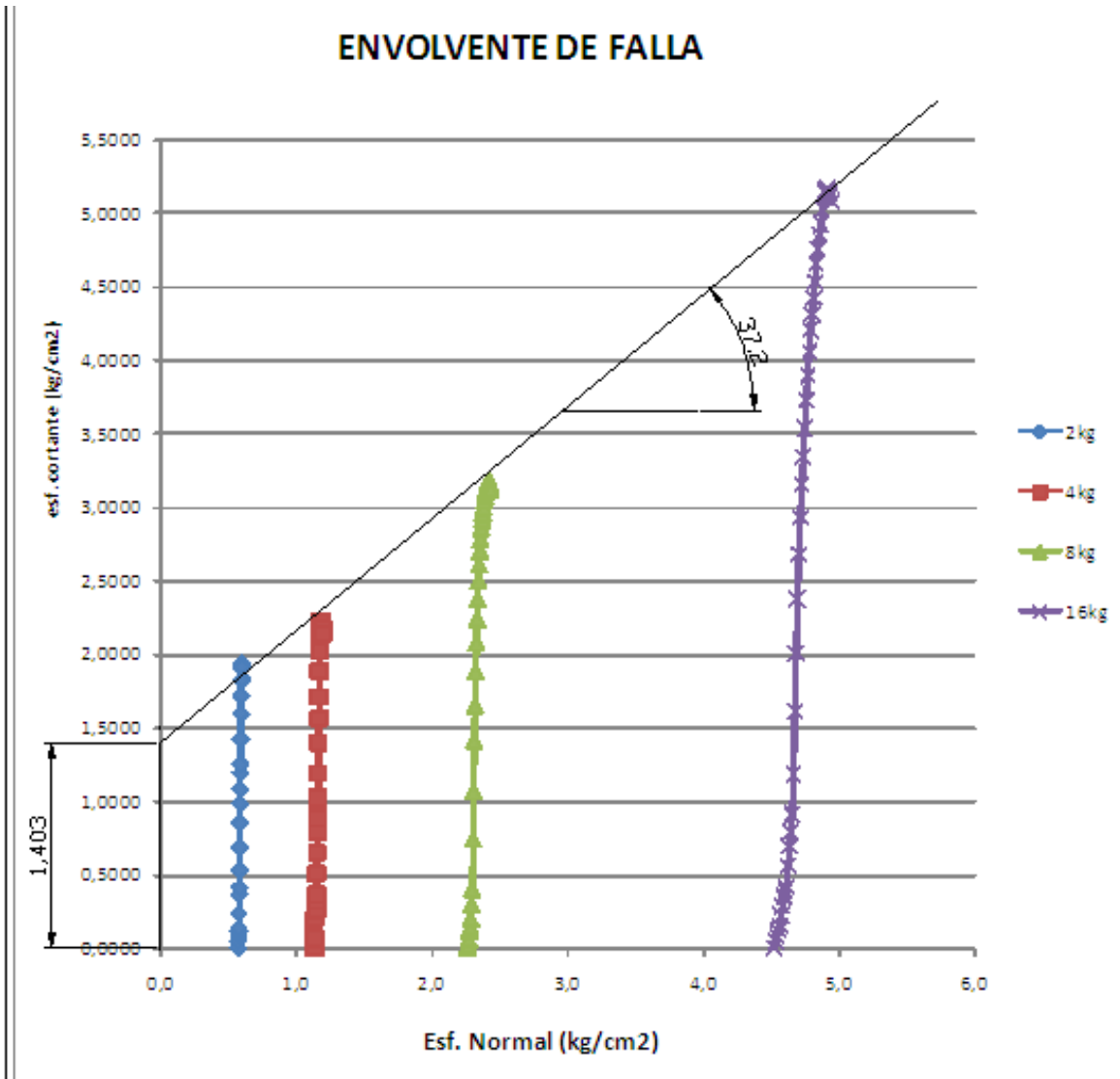
CARGA	Esfuerzos Máximos	
	NORMAL(kg/cm ²)	CORTANTE(kg/cm ²)
2	0,590	1,940
4	1,180	2,231
8	2,414	3,187
16	4,884	5,144





Ángulo de Fricción Interna $\Phi = 37,2^\circ$

Cohesión = $1,403 \text{ kg/cm}^2$



Las demás tablas y datos del ensayo se puede observar en el ANEXO 5



2.2 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO ESTABILIZADO.

2.2.1 PREPARACIÓN DEL PRODUCTO QUÍMICO

Todos los datos y cálculos que se muestran a continuación son obtenidos del manual de ensayos de laboratorio del producto Rocamix, manual completo que puede observarse en el ANEXO 6

DATOS:

- Clasificación del Suelo = R4
- Litros de Rocamix Concentrado = $0,5 \text{ lts/m}^3$ de suelo
- Kilogramos de Cemento = 25 kg/m^3 de suelo.

PREPARACIÓN DEL ROCAMIX CONCENTRADO:

- Con 50 gr. de Rocamix sólido mezclado en 1 lt. de agua se obtiene 1 lt. de Rocamix concentrado dosis 0,50, que es la dosis que se requiere para este tipo de suelo.
- Para preparar el producto en el laboratorio pesamos 25 gr. de Rocamix sólido en 500 cm^3 de agua (0,5 lts) para guardar la misma dosis que exige el producto, y obtuvimos 500 cm^3 de Rocamix Concentrado.

PREPARACIÓN DE ROCAMIX DILUIDO.

- 20 litros de Rocamix Diluido se obtiene de la siguiente manera:
 - 1 litro de Rocamix Concentrado.
 - 19 litros de Agua.
- En nuestro caso se tomó 100 cm^3 (0,1 ltrs) de Rocamix Concentrado y se lo mezcló en 1,9 litros de agua obteniéndose 2 litros de Rocamix diluido. Como puede observarse la dosis se mantiene simplemente que los valores se han dividido para 10.



CANTIDAD DE CEMENTO.

- 25 kg. de cemento por metro cúbico de suelo.

CANTIDAD DE PRODUCTOS POR m³ DE SUELO.

- 20 litros de Rocamix Diluido.
- 25 kg. de cemento.

CANTIDAD DE PRODUCTOS PARA EL ENSAYO EN EL LABORATORIO.

Las cantidades para el ensayo se calculan por simples reglas de tres, ya que, las cantidades determinadas anteriormente se calcularon para 1 m³ de suelo, ahora se tiene que calcular para el volumen de suelo que se va a utilizar en el ensayo.

- Peso de Suelo = 6 kg. = 6000 gr.
- Densidad del Suelo = 1300 kg/m³

Volumen de Suelo:

1300 kg.	1 m ³	
6 kg.	X	Volumen de Suelo X= 0,0046 m ³

Agua por Ensayo Proctor:

- Peso de Suelo = 6000 gr.
- Humedad Óptima = 19,5%
- Peso de Agua = 6000 (19,5/100)= 1170 gr.
- Humedad Presente en suelo= 8,3%
- Agua Presente en suelo= 6000 (8,3/100)= 498 gr.
- **Agua a añadir por Proctor= 1170-498=672 gr.= 672 cm³**

Cantidad de Rocamix:

20 lts. Rocamix Diluido	1 m ³ de Suelo Suelto
-------------------------	----------------------------------



X 0,0046 m³ de Suelo Suelto

Cantidad de Rocamix Diluido X = 0,092 lts. = 92 cm³

Cantidad de Agua Real a añadir= 672 – 92 = 580 cm³

Cantidad de Cemento:

25 kg. de Cemento 1 m³ de Suelo Suelto

X 0,0046 m³ de Suelo Suelto

Cantidad de Cemento X = 0,115 kg. = 115 gr.

Para todos los ensayos que se describen a continuación, las muestras fueron obtenidas de manera similar a los ensayos descritos anteriormente, simplemente que al suelo se le añadió las cantidades indicadas tanto de Rocamix Diluido como de Cemento.

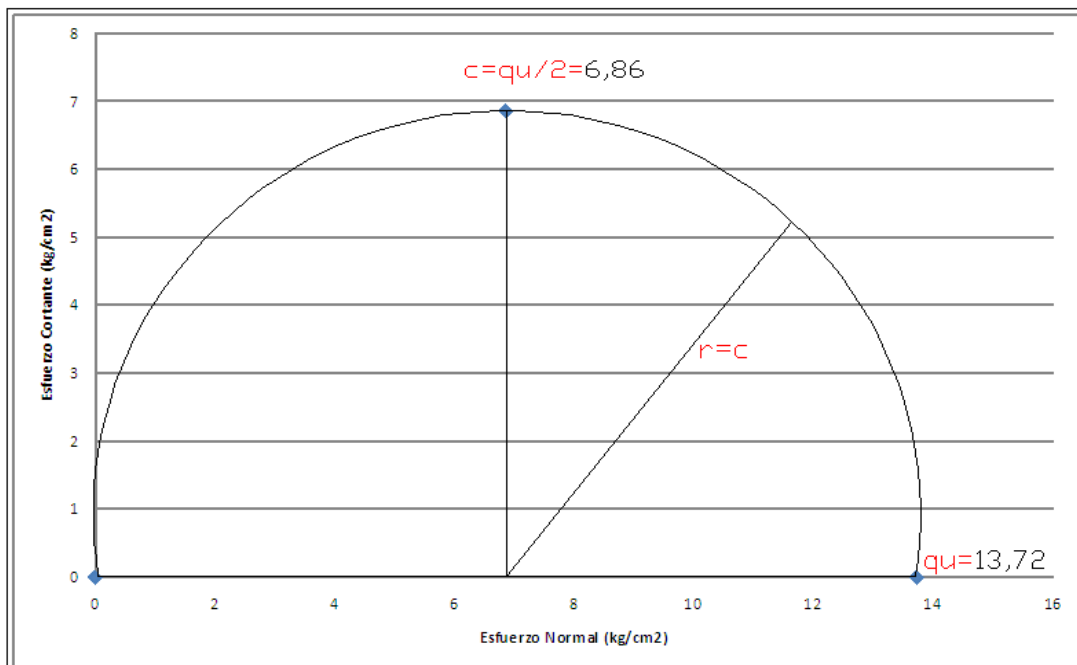
2.2.2 RESISTENCIA A CORTE DEL SUELO

2.2.2.1 ENSAYO DE COMPRESIÓN SIMPLE

Una vez que se han añadido al suelo las cantidades tanto de agua, Rocamix y de Cemento necesarias, las muestras para este ensayo se las obtuvo de igual manera que para el ensayo de compresión simple sin la utilización del producto.

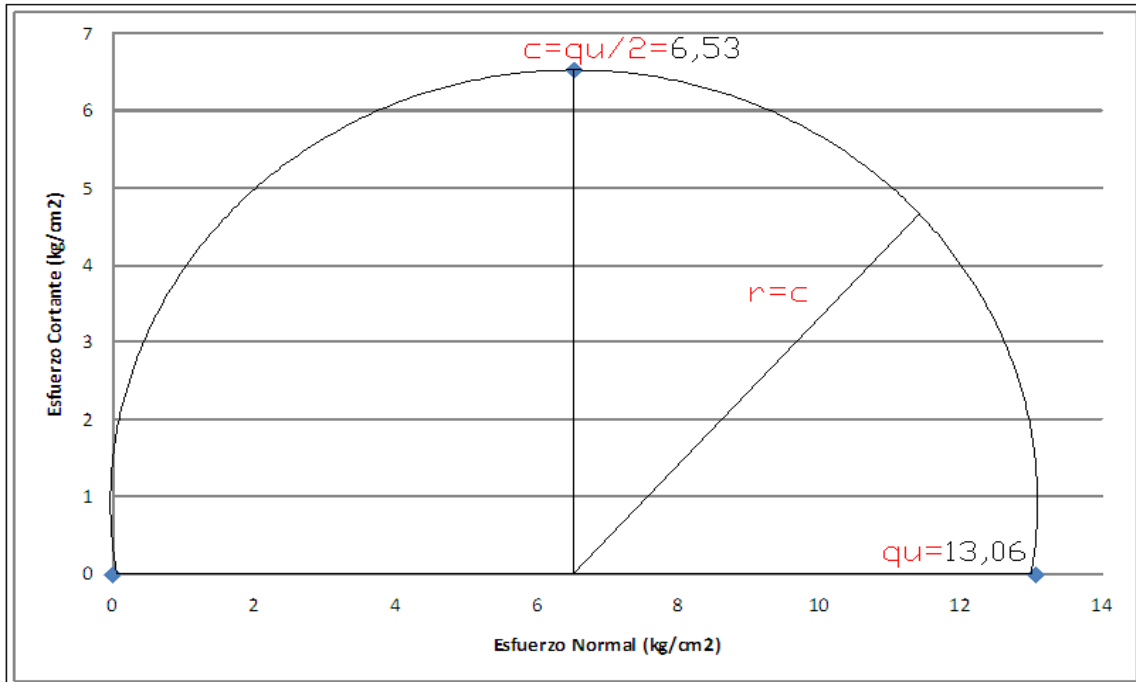


MUESTRA 1:

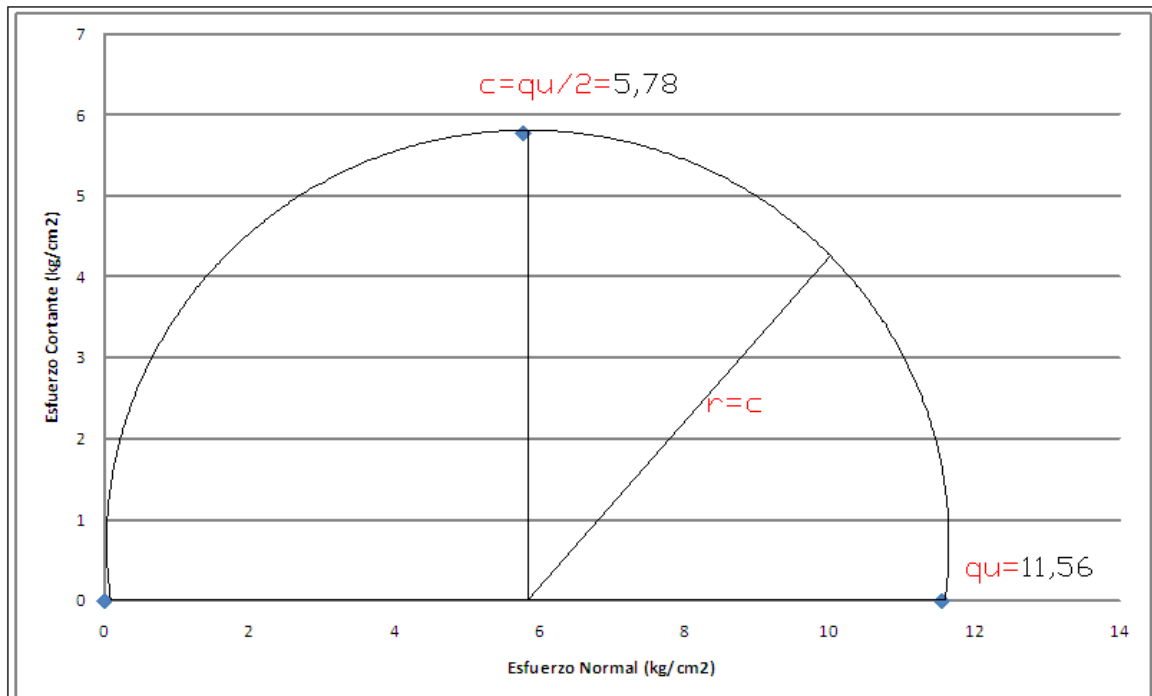




MUESTRA 2:



MUESTRA 3:



MUESTRA 1	Resistencia a la Compresión Simple	qu=	13,72	kg./cm ²
	Resistencia a corte del Suelo	cu=	6,86	kg./cm ²
MUESTRA 2	Resistencia a la Compresión Simple	qu=	13,06	kg/cm ²
	Resistencia a corte del Suelo	cu=	6,53	kg/cm ²
MUESTRA 3	Resistencia a la Compresión Simple	qu=	11,56	kg/cm ²
	Resistencia a corte del Suelo	cu=	5,78	kg/cm ²

PROMEDIO DE LA RESISTENCIA A CORTE = 6,39 kg/cm²

Las demás tablas y datos del ensayo se pueden ver en el ANEXO 7

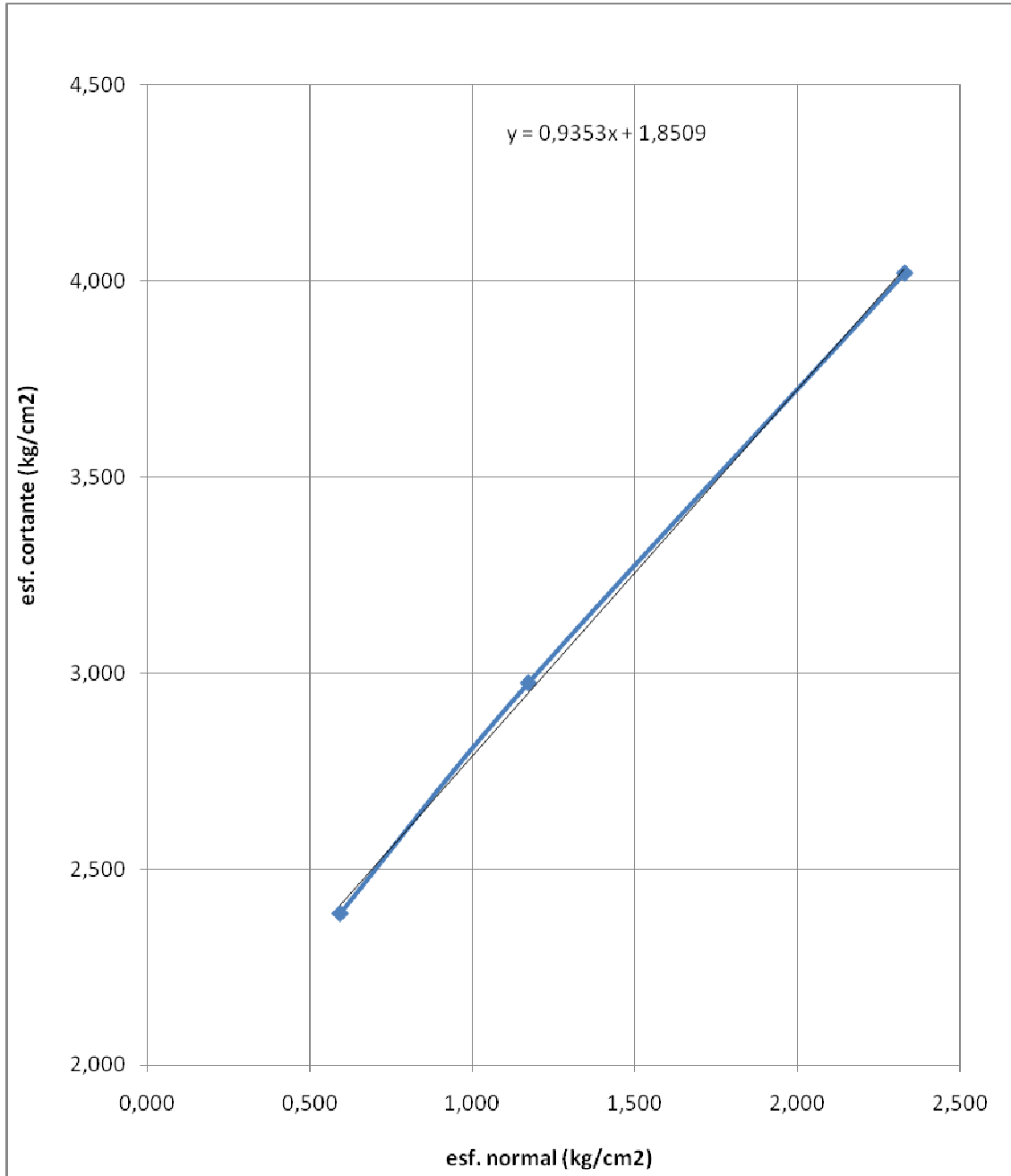
2.2.2.2 ENSAYO DE CORTE DIRECTO.

Las muestras de suelo necesarias para este ensayo, se obtienen de cilindros de suelos compactados con una energía igual a la del Proctor Modificado, con un contenido de humedad similar al Óptimo.



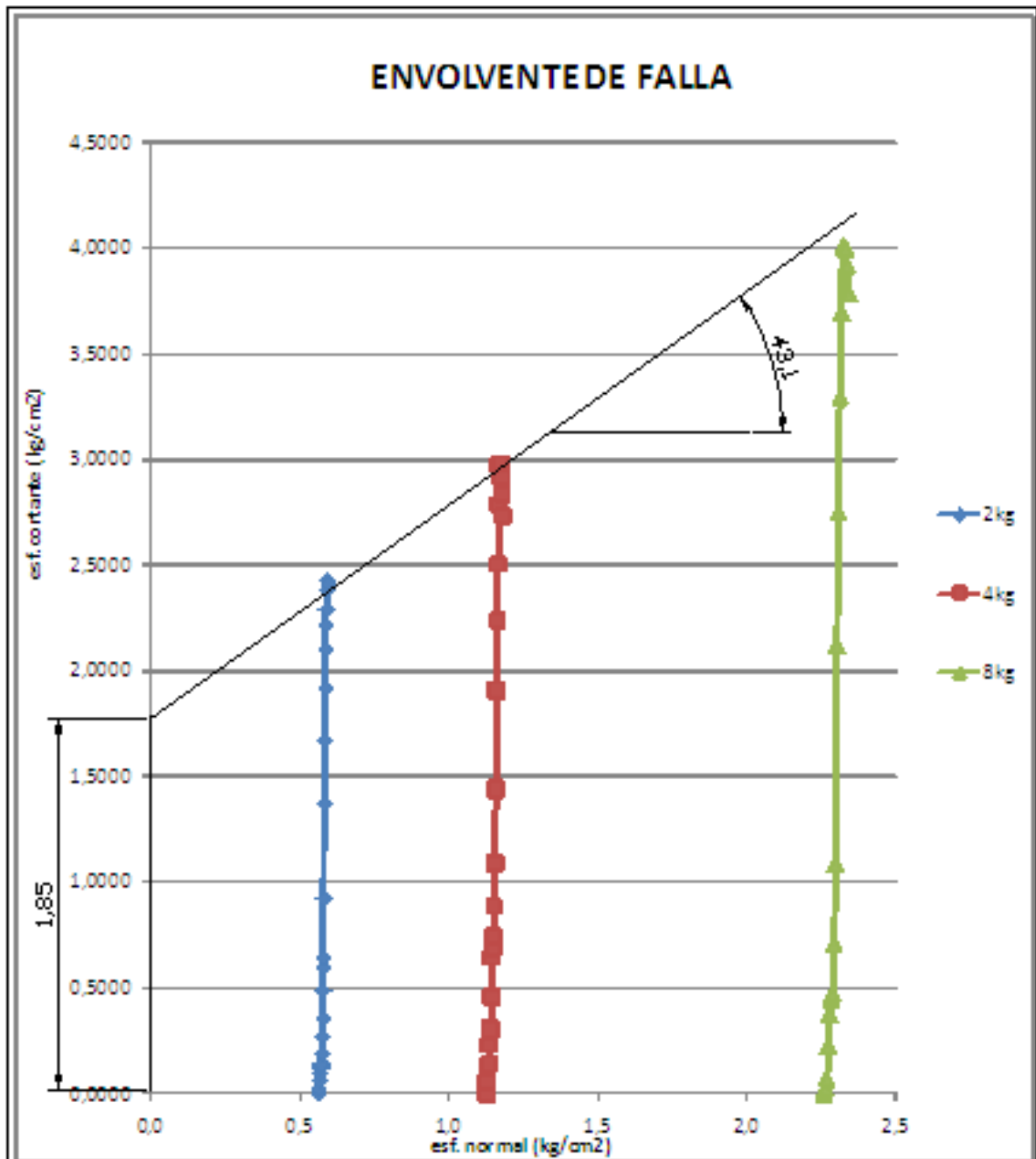


Los resultados obtenidos de este ensayo son:



Ángulo de Fricción Interna $\Phi = 43,1^\circ$

Cohesión = $1,85 \text{ kg/cm}^2$



Las demás tablas y resultados se pueden observar en el ANEXO 8

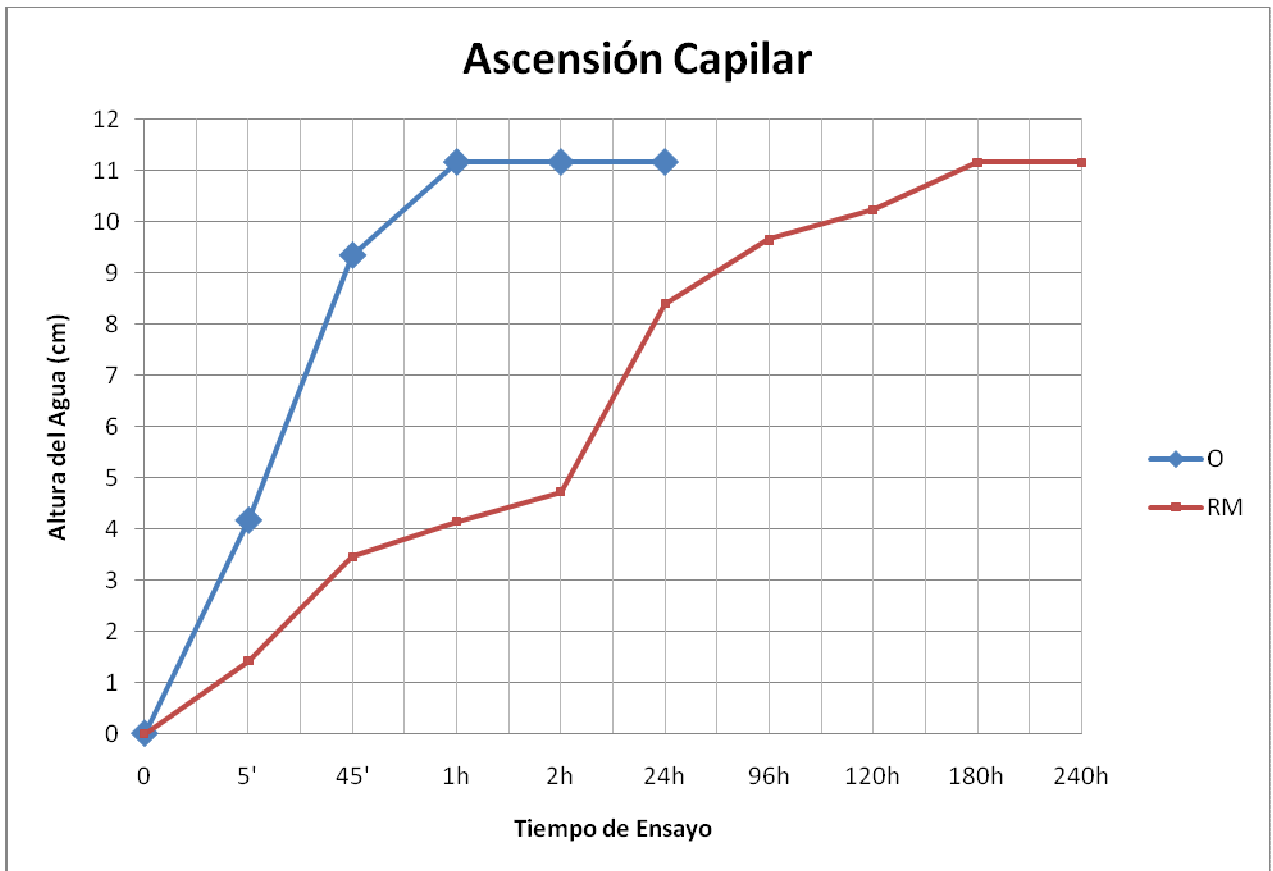
2.2.3 ASCENSIÓN CAPILAR

Para la realización del ensayo, se procedió de igual manera como lo indica el manual del producto Rocamix, que se lo puede observar en el ANEXO 6 del presente trabajo monográfico.



Los resultados obtenidos son:

ASCENSIÓN CAPILAR (cm)										
	0'	5'	45'	1h	2h	24h	96h	120h	180h	240h
O	0,00	4,16	9,34	11,16	11,16	11,16	----	----	----	----
RM	0,00	3,42	3,46	4,15	4,72	8,40	9,65	10,23	11,16	11,16



FOTOS:



Muestras sin ser colocadas en agua.



Muestras en agua.



Muestra O sufre daño.



Muestra O se desmorona, RM intacta.



Al cabo de varios días, muestra RM no sufre daño.



CAPITULO III

3.1 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Partiendo del hecho que uno de los objetivos del presente trabajo monográfico consiste en el mejoramiento de la propiedad de Resistencia a Corte del suelo del Sector Guzho de la ciudad de Cuenca, una vez que se han realizado los ensayos y obtenido los resultados correspondientes a los ensayos de Compresión Inconfinada y de Corte Directo, aplicados sobre muestras de suelo que no han sido tratadas con el producto químico, junto con muestras a las que sí se les aplicó el producto, los datos encontrados son los siguientes:

RESISTENCIA A CORTE		
	CORTE	COMPRESIÓN
Sin Producto	$\phi = 37,2^\circ$	cu = 3,15 kg/cm ²
Sin Producto	C = 1,403 kg/cm ²	
Con Producto	$\phi = 43,1^\circ$	cu = 6,39 kg/cm ²
Con Producto	C = 1,85 kg/cm ²	

En donde:

Φ = Ángulo de Fricción Interna.

C = Cohesión

cu = Resistencia a corte del suelo.

En el cuadro mostrado, puede observarse que se comprueba efectivamente que al aplicarse el producto químico al suelo, existe una mejora consistente en la resistencia a corte del mismo. Se observa que en el ensayo de compresión simple, la mejora es de casi un 100%, en cambio, en el ensayo de corte directo, es más complicado cuantificar exactamente el mejoramiento de la capacidad a corte, ya que esta capacidad se encuentra sujeta a dos



parámetros: el ángulo de fricción interna y la cohesión. Sin embargo, sin importar el ensayo que se considere, el producto químico ha demostrado que genera un incremento en las propiedades resistentes de los suelos, en especial de los suelos arcillosos como es el caso del suelo objeto de estudio en la presente monografía.

Es muy importante destacar, que la tecnología de aplicación del producto ROCAMIX, exige que el suelo sea sometido a un proceso de compactación con un contenido de humedad igual al contenido óptimo, y es por esta razón, que las muestras que no contenían el producto también fueron sometidas a un proceso de compactación igual al exigido en los manuales de ROCAMIX.

Esta compactación, que para todos es conocida como un medio de estabilización mecánica de suelos, en sí ya le confiere al mismo una resistencia bastante considerable a corte, incluso si no se ha realizado el tratamiento con el producto químico, lo que podría cuestionarse la estabilización de este suelo con productos químicos.

Sin embargo, con la aplicación de este producto químico, existe una mejora en otra propiedad diferente a la analizada anteriormente, ROCAMIX disminuye considerablemente la ascensión capilar del agua a través de la masa de suelo, los resultados que respaldan este hecho se muestran en la siguiente tabla:

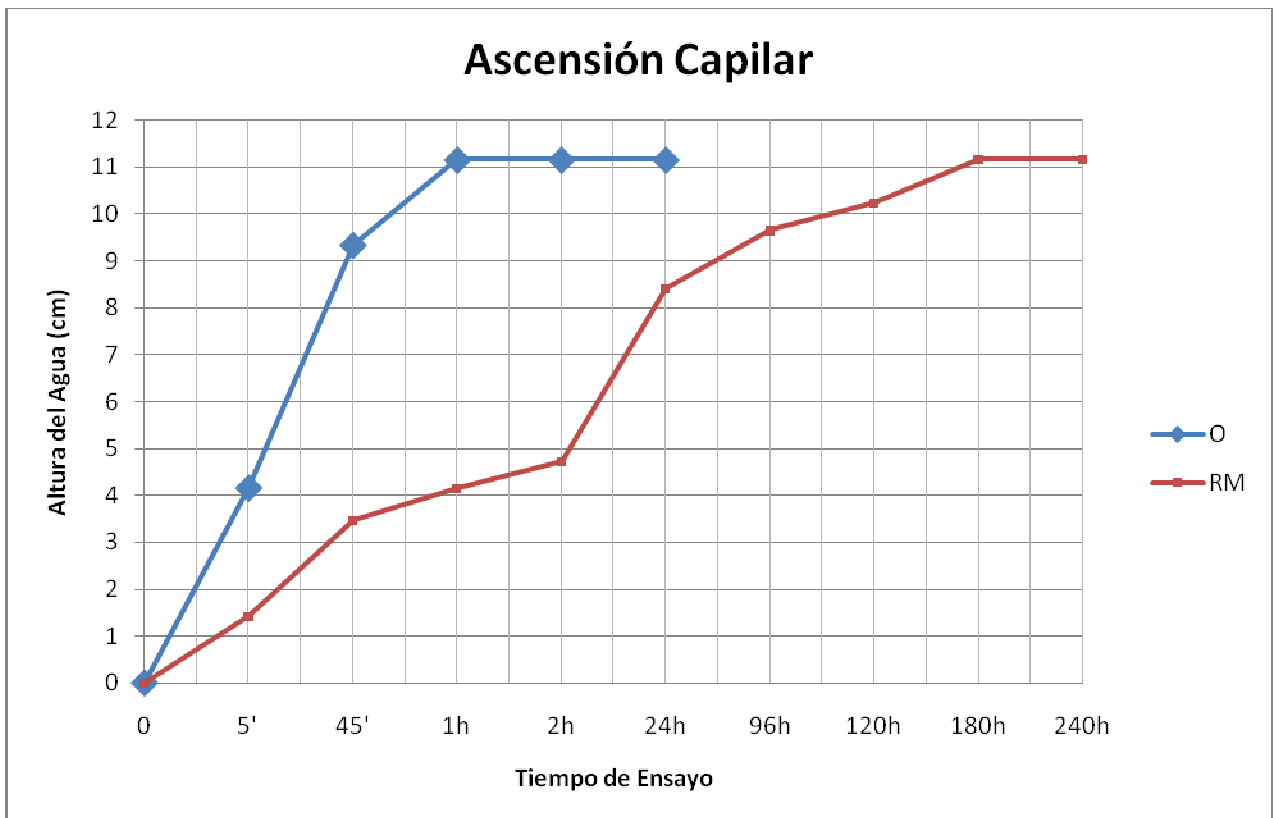
ASCENSIÓN CAPILAR (cm)										
	0'	5'	45'	1h	2h	24h	96h	120h	180h	240h
O	0,00	4,16	9,34	11,16	11,16	11,16	----	----	----	----
RM	0,00	3,42	3,46	4,15	4,72	8,40	9,65	10,23	11,16	11,16



En donde:

O = Se refiere a una muestra de suelo sin aplicar el producto.

RM = Se refiere a una muestra de suelo a la que se aplica la dosis máxima de producto indicada en los respectivos manuales.



Esta singular ventaja de la aplicación del producto químico implica una mejora sustancial en lo que se refiere al comportamiento del suelo, ya que, como es de conocimiento, los efectos que genera el agua sobre los suelos en general son desfavorables por diferentes motivos, pero, si al aplicar este producto se genera una casi nula ascensión capilar, el suelo adquiere una utilidad mucho mayor ya que se convierte en un material que presenta mejores propiedades ante condiciones exteriores extremas como lo es el contacto constante con el agua.

Se puede observar que sin importar si se ha aplicado el producto o no, la muestra siempre se satura completamente, sin embargo, en las muestras que se han tratado con el químico, no pierden su forma con la presencia del agua, lo que no ocurre con las muestras sin producto, es decir, aunque si bien el efecto del agua no ha podido ser evitado por completo, las muestras presentan una estabilidad importante ante la presencia del líquido mencionado, haciendo que, cualquier trabajo que se realice con el suelo tratado presente una estabilidad y seguridad importante durante su realización, y por ende el suelo puede ser utilizado en mayor diversidad de aplicaciones.





3.2 POSIBLES SOLUCIONES A LOS PROBLEMAS DEL SECTOR.

El sector del Guzho corresponde a un afloramiento de material arcilloso perteneciente a la formación Mangán, que ha desencadenado en un deslizamiento constante de material afectando las construcciones de los pobladores del sector.

No es de agrado expresar el hecho que, con la aplicación del producto ROCAMIX al suelo, no se pueda brindar una solución precisa al problema del sector, ya que, como los manuales del mismo producto lo exigen, para aplicarlo adecuadamente el suelo debe ser sometido a un proceso de compactación con un contenido de humedad igual al contenido óptimo, y no es posible realizar todo este trabajo en todo el lugar afectado.

En primer lugar por la cantidad de trabajo que esto implicaría, sino que, existe mucha dificultad para trasladar maquinaria y personal hacia el sector para realizar el trabajo, esto sin mencionar que al tener que aplicar el proceso de compactación se están alterando las condiciones del talud generando inestabilidad del mismo junto con la inseguridad tanto para los operarios y trabajadores como para los moradores del sector y sus viviendas.

Otro aspecto a considerar es la constante variación del contenido de humedad que el suelo tiene en el sector puesto que al encontrarse al aire libre está sujeto a las inclemencias del clima y a sus efectos. Por lo que sería difícil conferirle al suelo una humedad cercana al contenido óptimo, condición necesaria para aplicar el producto.

Sin embargo, no nos podemos quedar con estos inconvenientes, ya que mediante la realización del presente trabajo, se ha comprobado la efectividad del producto para mejorar las propiedades mecánicas de los suelos, es por eso que, si bien no podemos brindar una solución precisa al deslizamiento del sector, lo que sí se puede recomendar son acciones que mitiguen el problema.

Una acción importante que se puede llevar a cabo es la evacuación del material deslizado que presente problemas a los moradores, este material evacuado no necesariamente debe ser desechado, ya que, como ha quedado



demostrado, la aplicación del producto mejora sus propiedades. Entonces el material puede ser utilizado en un sinnúmero de obras en las cuales se requiera la construcción de un terraplén por ejemplo, en donde, la capacidad a corte tiene mucha importancia para evitar su falla, de igual manera, el suelo presentará un comportamiento adecuado ante la posible presencia de agua.

En definitiva, aunque si bien no se ha podido llegar a brindar una solución al problema del deslizamiento, sí se ha podido brindar una solución alternativa ante el problema al que están sujetos los pobladores del sector, ya que la reutilización del suelo evacuado constituye una acción muy importante dentro del ámbito técnico de la ingeniería civil como en el ámbito ambiental.



CONCLUSIONES

Cumplidos los objetivos del presente estudio y teniendo los resultados del mismo, se puede llegar a las siguientes conclusiones:

- Mediante la realización de los ensayos correspondientes, se ha podido comprobar la hipótesis: “Es posible la estabilización del suelo del Guzho con el producto ROCAMIX, de modo de mejorar las propiedades mecánicas de dicho suelo, haciéndolo más resistente al corte y disminuyendo su ascensión capilar.” que en un inicio fue planteada para la realización de este trabajo monográfico.
- Con la aplicación del producto Rocamix pueden mejorarse sustancialmente las propiedades mecánicas del suelo como la resistencia a corte brindando mayor estabilidad al suelo, además de lograr reducir la ascensión capilar, de modo que el suelo presente un mejor comportamiento ante la presencia del agua.
- No es posible brindar una solución precisa para el problema del Sector del Guzho, ya que, la técnica de aplicación del producto químico implica un proceso de compactación del suelo que resulta demasiado difícil de aplicar a la totalidad del deslizamiento existente en el sector referido.



RECOMENDACIONES

- Como una medida de mitigación del problema existente en el Sector, se propone la evacuación del material que presente molestias a las estructuras cercanas, y mediante la aplicación del producto Rocamix, todo ese material puede ser reutilizado en diversas obras de ingeniería.
- Se recomienda para futuras investigaciones, la realización de un estudio económico acerca de la aplicación del producto, ya que, al ser demostrada su eficacia en lo que respecta a las propiedades de los suelo, es necesario analizar el costo de aplicación del producto de modo que su utilización sea lo más efectiva y económica posible.



BIBLIOGRAFIA

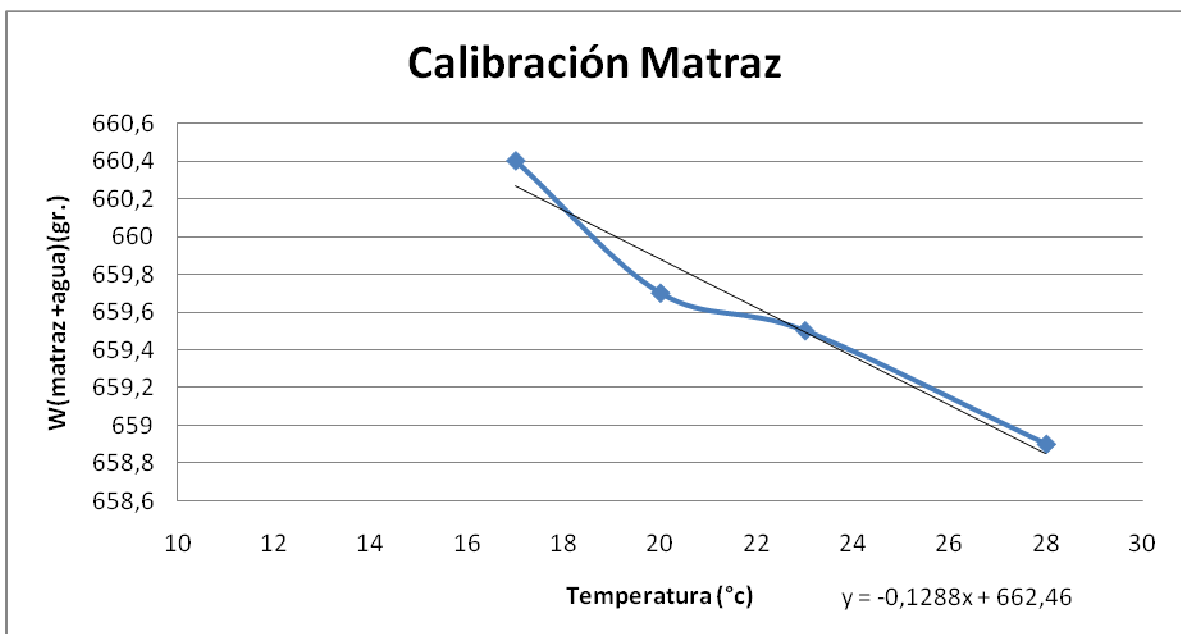
- DONALD W. TAYLOR – “Principios Fundamentales de Mecánica de Suelos” – Compañía Editorial Continental SA – NEW YORK 1961.
- JOSEPH E.BOWLES – “Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil” – Editorial McGRAW HILL – Bogotá, Colombia 1980.
- MSC. ING. ROLANDO ARMAS NOVOA – Notas de Compactación – Elaborado en Cuenca, Ecuador Mayo de 2004 – Revisado en Potosí, Bolivia Noviembre de 2004. – Revisado en La Habana, Cuba Julio de 2006.
- BRAJA M. DAS – “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” – International Thompson Editores SA – México 2001
- www.rocamix.com /Manual Simplificado de Ensayos de Laboratorio.



ANEXOS

ANEXO 1. Determinación de Gs

CALIBRACION MATRAZ	
TEMPERATURA	W(matraz +agua)
°C	gr.
28	658,9
23	659,5
20	659,7
17	660,4



TEMPERATURA	W(mat+agua+suel)	W(matraz +agua)	Gs
°C	gr.	gr.	
31	830,3	658,47	2,636
25	831	659,24	2,634
20	831,4	659,88	2,628
18	831,9	660,14	2,634
PROMEDIO			2,633



FOTOS:

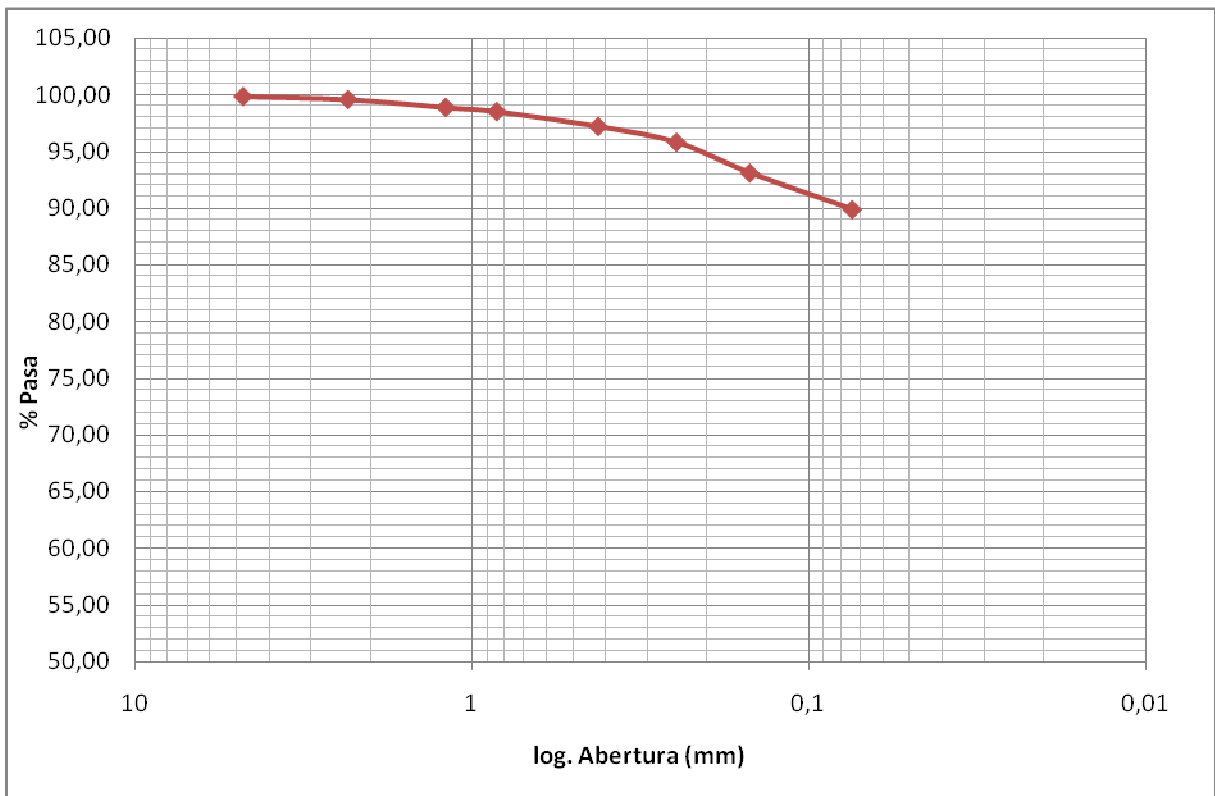




ANEXO 2. Granulometría del Suelo

# TAMIZ	Abertura (mm)	m. retenida (gr)	m. corregida (gr)	% Retenido	% Ret. Acumulado	% Pasa
4	4,75	0,64	0,64	0,14	0,14	99,86
8	2,32	1,21	1,21	0,26	0,40	99,60
16	1,19	3,23	3,23	0,70	1,11	98,89
20	0,84	1,66	1,66	0,36	1,47	98,53
40	0,42	6,03	6,03	1,31	2,78	97,22
60	0,246	6,42	6,42	1,40	4,18	95,82
100	0,149	12,45	12,45	2,71	6,90	93,10
200	0,074	14,88	14,88	3,24	10,14	89,86
fondo		3,3	412,11	89,86	100,00	0,00
TOTAL		49,82	458,63	100,00		

- Peso húmedo antes del lavado = 500 gr.
- Peso después del lavado = 49,82 gr.
- Humedad del material = 9,02 %
- Peso seco antes del lavado = 458,63 gr.

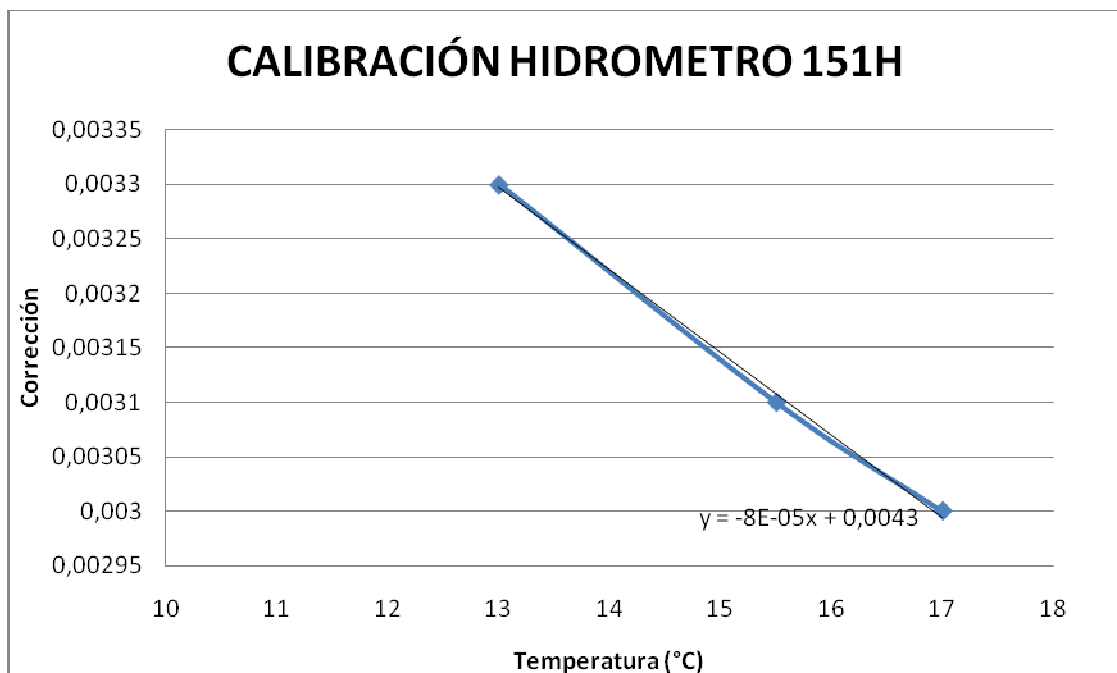




FOTOS:



CALIBRACION DEL HIDROMETRO 151H		
Temperatura	Lectura	Corrección
13	1,0033	0,0033
15,5	1,0031	0,0031
17	1,003	0,003





Tiempo (min)	Lectura	Temp(°C)	Corrección	Lec. Correg.	K(Tabla)	L(Tabla)	Diámetro (mm)	%Pasa	%Ligado
1	1,0270	15	0,0031	1,0239	0,01460	10,00	0,04617	58,73	57,09
2	1,0261	15	0,0031	1,0230	0,01460	10,20	0,03297	56,51	54,94
4	1,0256	15	0,0031	1,0225	0,01460	10,35	0,02349	55,29	53,75
8	1,0245	14,5	0,00314	1,0214	0,01468	10,70	0,01698	52,48	51,02
15	1,0238	14,9	0,003108	1,0207	0,01462	10,79	0,01240	50,84	49,43
30	1,0229	14,9	0,003108	1,0198	0,01462	11,00	0,00885	48,63	47,28
60	1,0210	14,9	0,003108	1,0179	0,01462	11,50	0,00640	43,96	42,74
90	1,0202	15	0,0031	1,0171	0,01460	11,80	0,00529	42,02	40,85
120	1,0196	14,5	0,00314	1,0165	0,01468	11,95	0,00463	40,44	39,32
240	1,0180	15	0,0031	1,0149	0,01460	12,30	0,00331	36,61	35,59
1440	1,0148	14,5	0,00314	1,0117	0,01468	13,10	0,00140	28,65	27,85
2820	1,0140	14,5	0,00314	1,0109	0,01468	13,30	0,00101	26,68	25,94

Para determinar los valores del Diámetro de las partículas se utilizó la siguiente ecuación:

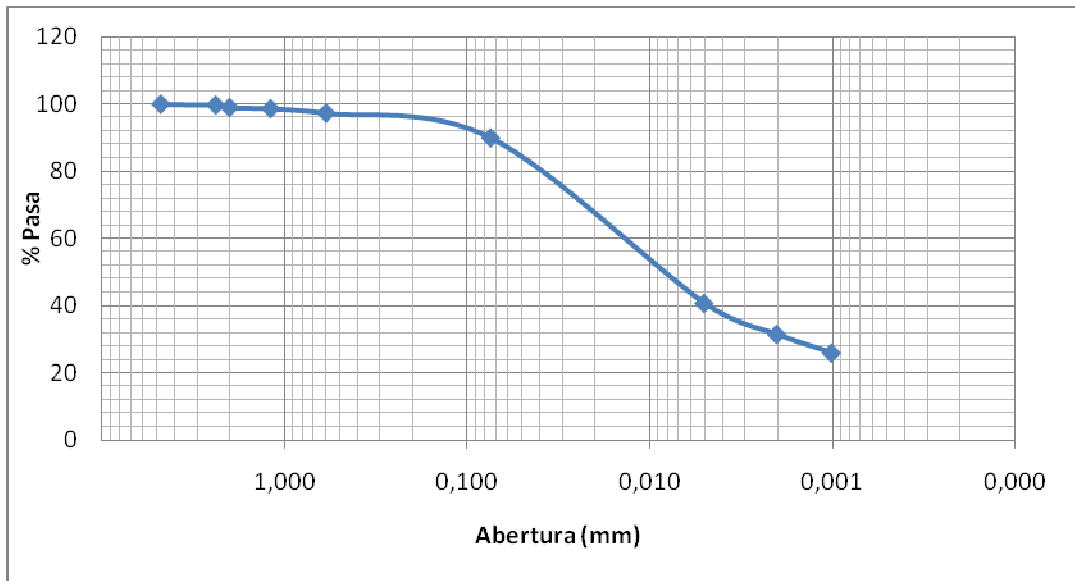
$$D(mm) = K \sqrt{\frac{L}{T(min)}}$$

De donde K y L se obtiene de las tablas que están al final de este mismo documento y T es el tiempo transcurrido para la lectura tomado en minutos. VER ANEXO 8

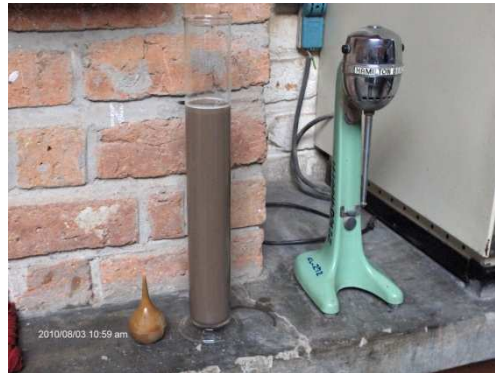
Para determinar el valor de %Pasa para cada diámetro se utilizó la siguiente expresión:

$$\% Pasa = \frac{1 \times 10^5 Gs (Lec. Correg. - 1)}{65,62(Gs - 1)}$$

	Aberturas	%PASA
#4	4,760	99,86
#8	2,380	99,6
#16	2,000	98,89
#20	1,190	98,53
#40	0,590	97,22
200	0,074	89,86
0,005mm	0,005	40,65
0,002mm	0,002	31,45
0,001mm	0,001	25,9



FOTOS:





ANEXO 3. Ensayo de Compactación Proctor.

dimensiones(cm)				
D1=	11,36		h1=	11,62
D2=	11,34		h2=	11,62
promedio	11,35		promedio	11,62

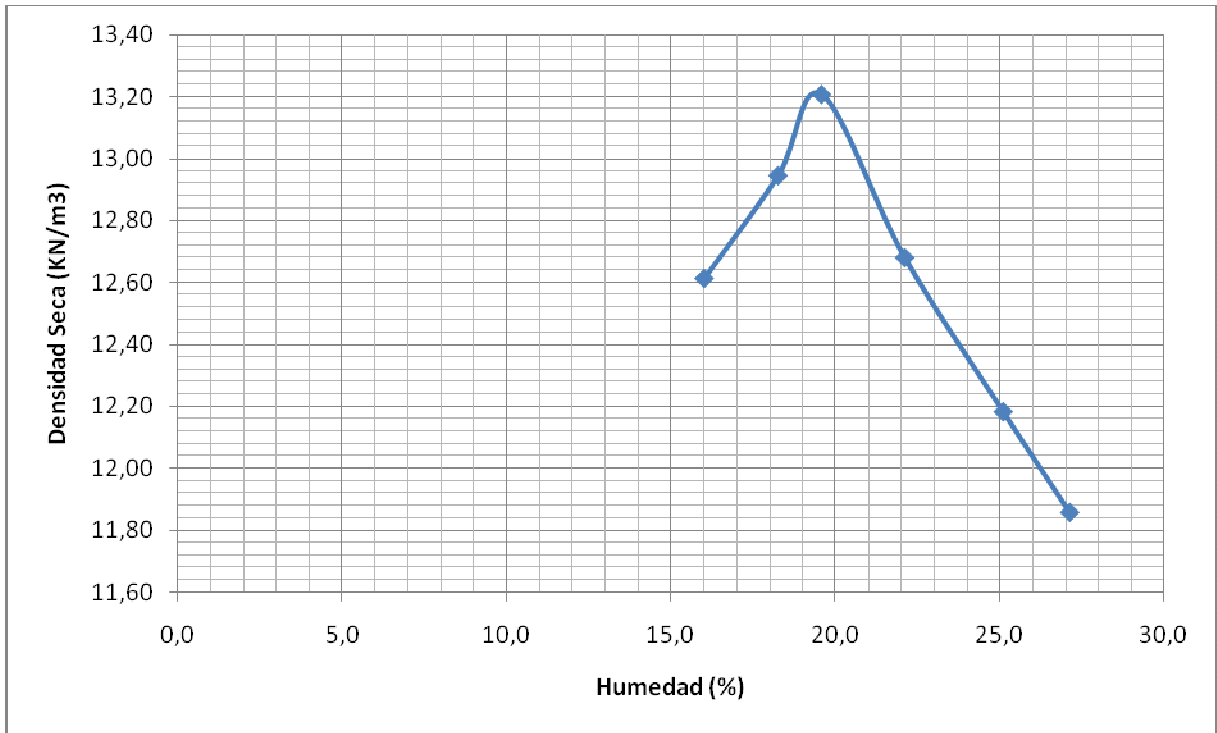
volumen del molde=	1175,7	cm ³
Humedad inicial=	10	%
peso de molde=	4060	gr.

Donde: D= Diámetro del Molde.

h = Altura del Molde.

HUMEDADES	16%		18%		20%		22%		24%		26%	
Capsula #	122	24	189	168	39	178	7	31	174	35	136	130
Capsula + suelo hum(gr)	61,80	58,21	78,67	69,70	48,61	68,40	70,53	70,41	81,93	65,83	74,00	78,47
Capsula + suelo seco(gr)	59,01	56,00	74,38	66,31	47,04	65,50	65,44	65,79	75,77	60,82	66,95	70,37
peso de capsula(gr.)	41,99	41,84	50,54	47,98	39,12	50,48	42,58	44,72	50,88	41,12	41,14	40,27
humedad(%)	16,39	15,61	17,99	18,49	19,82	19,31	22,27	21,93	24,75	25,43	27,31	26,91
promedio(%)	16,0		18,2		19,6		22,1		25,1		27,1	

MOLDES						
muestra#	16%	18%	20%	22%	24%	26%
molde mas suelo humedo	5814	5895	5953	5916	5887	5867
suelo humedo	1754	1835	1893	1856	1827	1807
humedad promedio	16,0	18,2	19,6	22,1	25,1	27,1
suelo seco	1512,07	1551,87	1583,23	1520,11	1460,55	1421,57
densidad humeda (kgr/m ³)	1491,90	1560,80	1610,13	1578,66	1554,00	1536,98
densidad seca(kgr/m ³)	1286,13	1319,98	1346,65	1292,96	1242,30	1209,15
densidad seca(KN/m ³)	12,61	12,95	13,21	12,68	12,18	11,86



FOTOS:





ANEXO 4. Ensayo de Compresión Simple. Suelo Normal.

MUESTRA 1:

DATOS DE LA MUESTRA

Ds=	10,18	cm	As=	81,39	cm ²
Dc=	10,14	cm	Ac=	80,75	cm ²
Di=	10,15	cm	Ai=	80,91	cm ²
Hm=	11,15	cm	Am=(As+4Ac+Ai)/6		
			Am=	80,89	cm ²

Donde:

D= Diámetro de la Muestra

A= Área de la Sección Transversal de la Muestra.

H= Altura de la Muestra.

s= Superior.

c= Central.

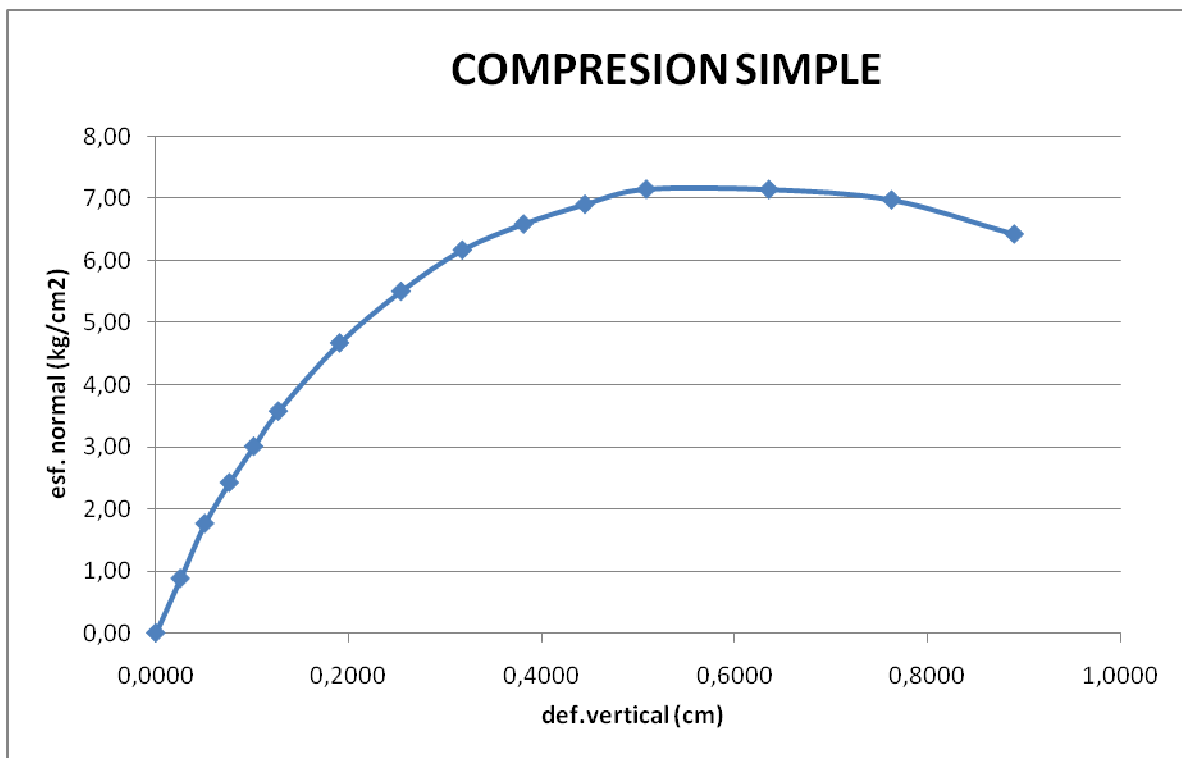
i= Inferior.

m= Media.

HUMEDADES		
Cap#	24	178
Wcap+m.hum.	57,52	64,25
Wcap+m.seco	54,97	62
Wcap	41,88	50,48
%Humedad	19,48	19,53
Promedio	19,5	



ARGA	VERTICAL		AREA	Esfuerzo
Carga (kg)	Deform in.	Deform. (cm)	cm2	Normal kg/cm2
0	0	0,0000	80,89	0,00
71	0,01	0,0254	81,07	0,88
143	0,02	0,0508	81,26	1,76
197	0,03	0,0762	81,44	2,42
245	0,04	0,1016	81,63	3,00
292	0,05	0,1270	81,82	3,57
384	0,075	0,1905	82,29	4,67
455	0,1	0,2540	82,77	5,50
513	0,125	0,3175	83,26	6,16
551	0,15	0,3810	83,75	6,58
581	0,175	0,4445	84,25	6,90
605	0,2	0,5080	84,75	7,14
612	0,25	0,6350	85,77	7,14
605	0,3	0,7620	86,82	6,97
564	0,35	0,8890	87,90	6,42



MUESTRA 2:

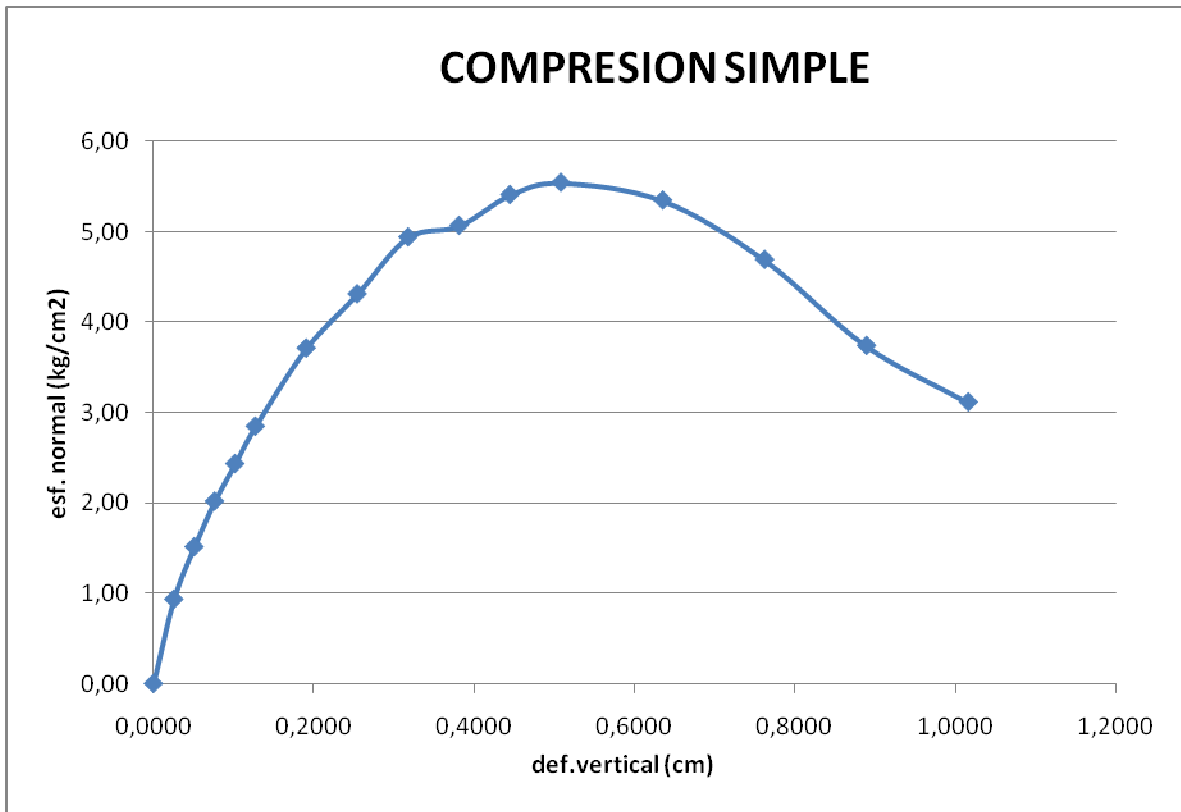


DATOS DE LA MUESTRA

Ds=	10,14	cm	As=	80,75	cm ²
Dc=	10,09	cm	Ac=	79,96	cm ²
Di=	10,16	cm	Ai=	81,07	cm ²
Hm=	11,16	cm	Am=(As+4Ac+Ai)/6		
			Am=	80,28	cm ²

HUMEDADES		
Cap#	122	168
Wcap+m.hum.	55,76	63,28
Wcap+m.seco	53,56	60,8
Wcap	41,99	47,98
%Humedad	19,01	19,34
Promedio	19,2	

CARGA	VERTICAL		AREA	Esfuerzo
Carga (kg)	Deform in.	Deform. (cm)	cm ²	Normal kg/cm ²
0	0	0,0000	80,28	0,00
75	0,01	0,0254	80,46	0,93
122	0,02	0,0508	80,65	1,51
163	0,03	0,0762	80,83	2,02
197	0,04	0,1016	81,02	2,43
231	0,05	0,1270	81,20	2,84
303	0,075	0,1905	81,67	3,71
354	0,1	0,2540	82,15	4,31
408	0,125	0,3175	82,63	4,94
421	0,15	0,3810	83,12	5,07
452	0,175	0,4445	83,61	5,41
466	0,2	0,5080	84,11	5,54
455	0,25	0,6350	85,12	5,35
404	0,3	0,7620	86,16	4,69
326	0,35	0,8890	87,23	3,74
275	0,4	1,0160	88,32	3,11



MUESTRA 3:

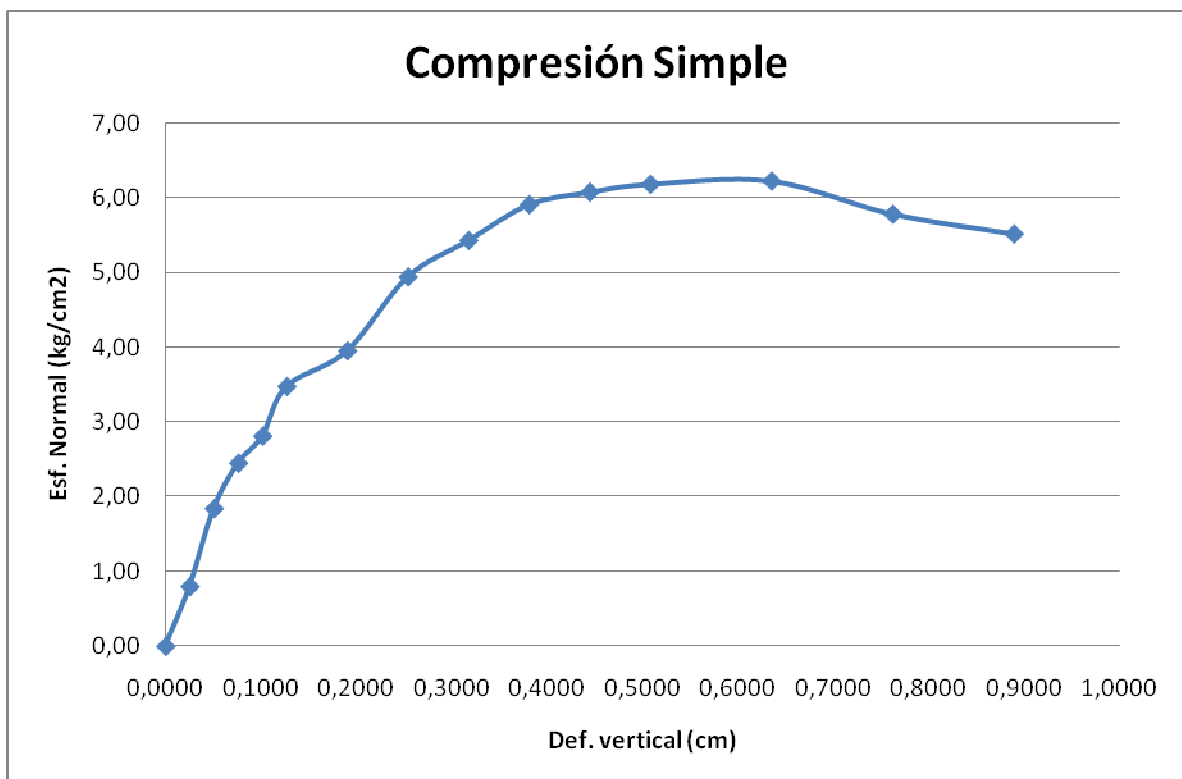
DATOS DE LA MUESTRA

Ds=	10,14	cm		As=	80,75	cm ²
Dc=	10,16	cm		Ac=	81,07	cm ²
Di=	10,15	cm		Ai=	80,91	cm ²
Hm=	11,13	cm		Am=(As+4Ac+Ai)/6		
				Am=	80,99	cm ²

HUMEDADES		
Cap#	122	189
Wcap+m.hum.	61,34	67,8
Wcap+m.seco	58,15	65
Wcap	41,99	50,54
%Humedad	19,74	19,36
Promedio	19,6	



CARGA	VERTICAL		AREA	Esfuerzo
Carga (kg)	Deform in.	Deform. (cm)	cm2	Normal kg/cm2
0	0	0,0000	80,99	0,00
65	0,01	0,0254	81,18	0,80
150	0,02	0,0508	81,37	1,84
200	0,03	0,0762	81,55	2,45
230	0,04	0,1016	81,74	2,81
285	0,05	0,1270	81,93	3,48
326	0,075	0,1905	82,40	3,96
410	0,1	0,2540	82,89	4,95
453	0,125	0,3175	83,37	5,43
496	0,15	0,3810	83,86	5,91
513	0,175	0,4445	84,36	6,08
525	0,2	0,5080	84,87	6,19
535	0,25	0,6350	85,89	6,23
503	0,3	0,7620	86,95	5,79
486	0,35	0,8890	88,02	5,52





FOTOS:



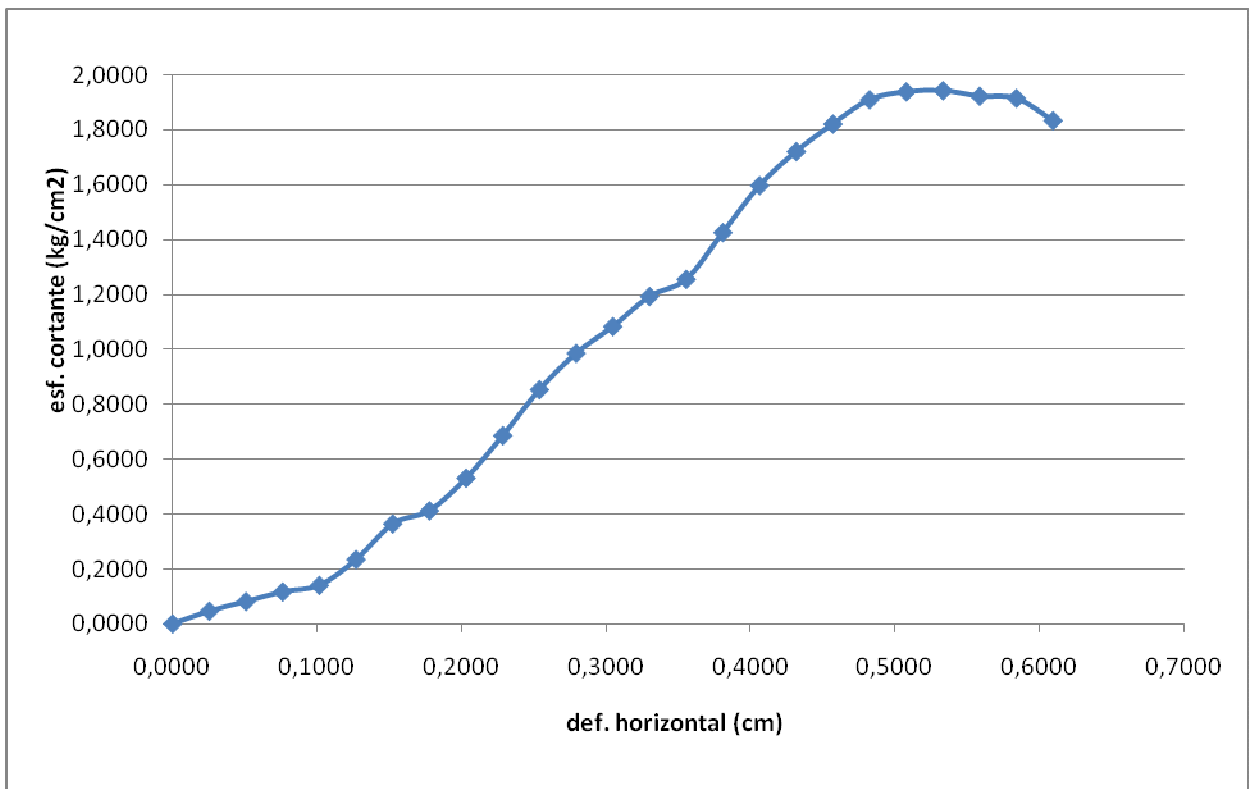
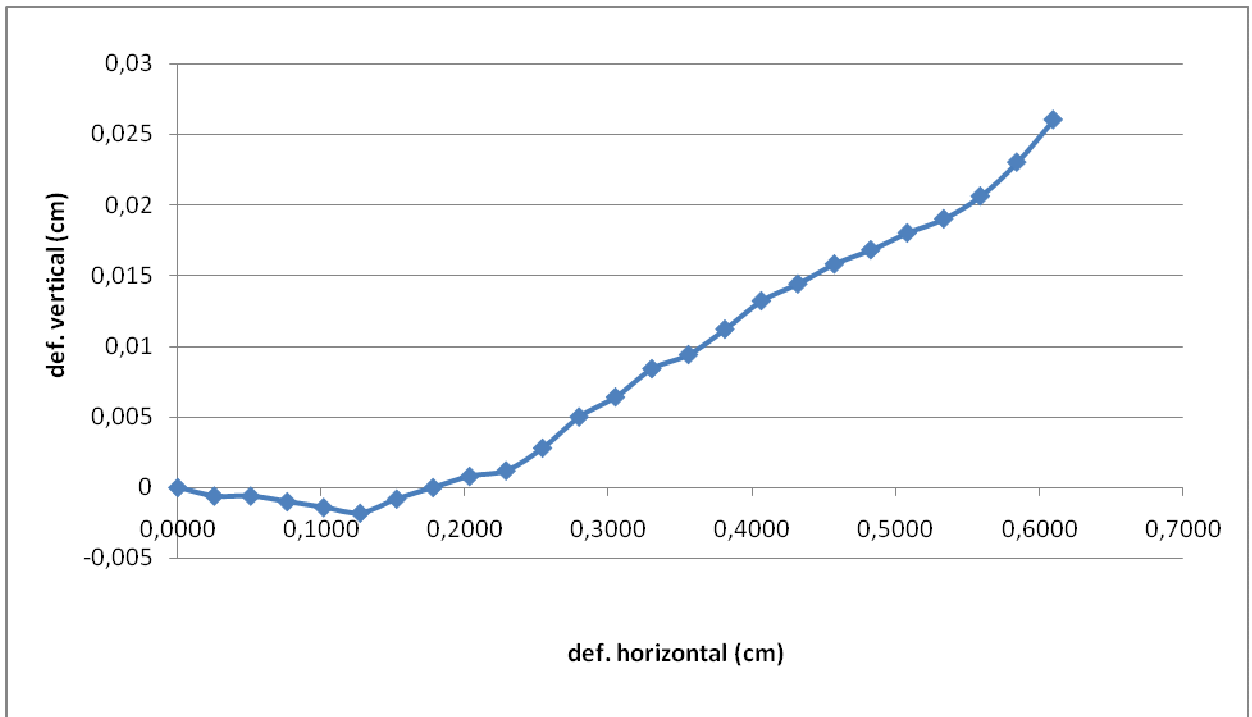


ANEXO 5. Ensayo de Corte Directo.

CARGA = 2,000 kg.

AREA INICIAL= 35,4025 cm²

CARGA		HORIZONTAL		ESFUERZOS.		VERTICAL		Area corr.
Lectura Dial (1*10 ⁻⁴) in.	Carga (kg)	Deform in.	Deform. (cm)	Esfuerzos (kg/cm ²)		Deform leida	Deform. (cm)	
				Normal	Cortante			
0	0,000	0	0,0000	0,565	0,0000	0	0	35,403
4	1,644	0,01	0,0254	0,566	0,0465	-3	-0,0006	35,327
7	2,877	0,02	0,0508	0,567	0,0816	-3	-0,0006	35,251
10	4,110	0,03	0,0762	0,569	0,1168	-5	-0,001	35,176
12	4,932	0,04	0,1016	0,570	0,1405	-7	-0,0014	35,100
20	8,220	0,05	0,1270	0,571	0,2347	-9	-0,0018	35,025
31	12,741	0,06	0,1524	0,572	0,3646	-4	-0,0008	34,949
35	14,385	0,07	0,1778	0,574	0,4125	0	0	34,874
45	18,495	0,08	0,2032	0,575	0,5315	4	0,0008	34,798
58	23,838	0,09	0,2286	0,576	0,6865	6	0,0012	34,722
72	29,592	0,1	0,2540	0,577	0,8541	14	0,0028	34,647
83	34,113	0,11	0,2794	0,579	0,9867	25	0,005	34,571
91	37,401	0,12	0,3048	0,580	1,0842	32	0,0064	34,496
100	41,100	0,13	0,3302	0,581	1,1941	42	0,0084	34,420
105	43,155	0,14	0,3556	0,582	1,2565	47	0,0094	34,345
119	48,909	0,15	0,3810	0,584	1,4272	56	0,0112	34,269
133	54,663	0,16	0,4064	0,585	1,5986	66	0,0132	34,193
143	58,773	0,17	0,4318	0,586	1,7226	72	0,0144	34,118
151	62,061	0,18	0,4572	0,588	1,8231	79	0,0158	34,042
158	64,938	0,19	0,4826	0,589	1,9118	84	0,0168	33,967
160	65,760	0,2	0,5080	0,590	1,9403	90	0,018	33,891
160	65,760	0,21	0,5334	0,591	1,9447	95	0,019	33,816
158	64,938	0,22	0,5588	0,593	1,9247	103	0,0206	33,740
157	64,527	0,23	0,5842	0,594	1,9168	115	0,023	33,665
150	61,650	0,24	0,6096	0,595	1,8354	130	0,026	33,589

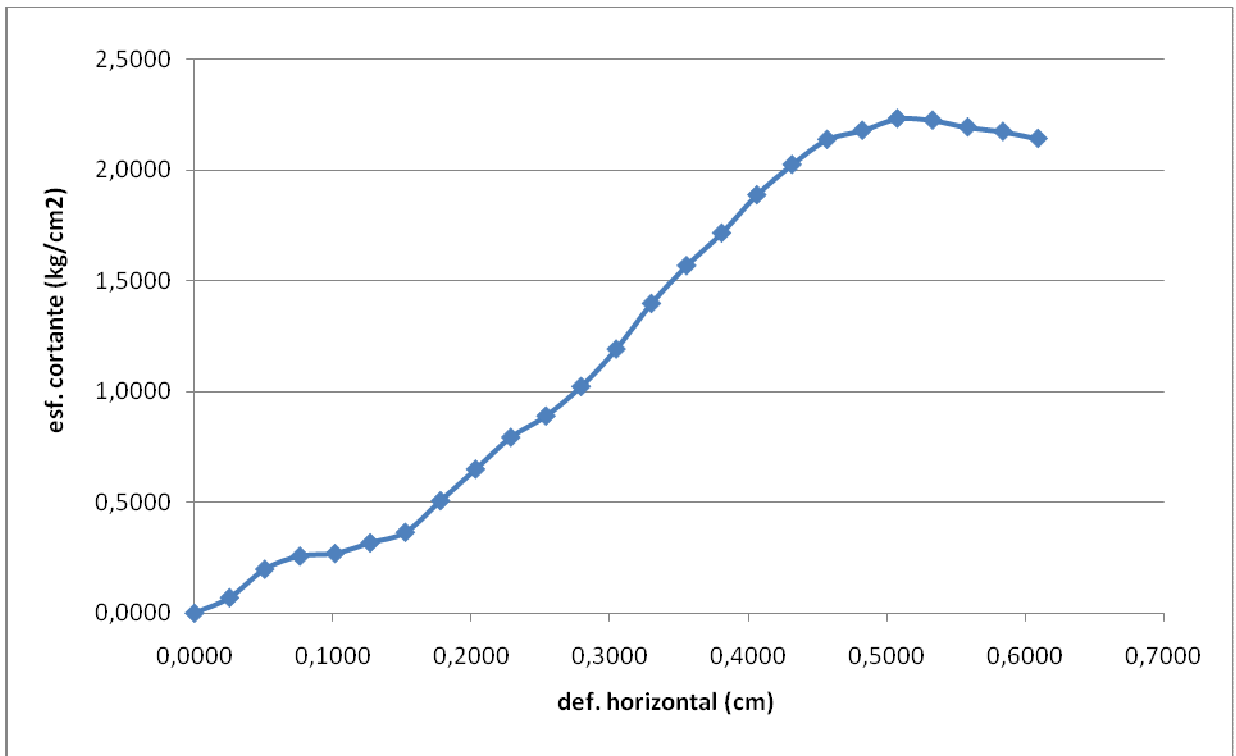
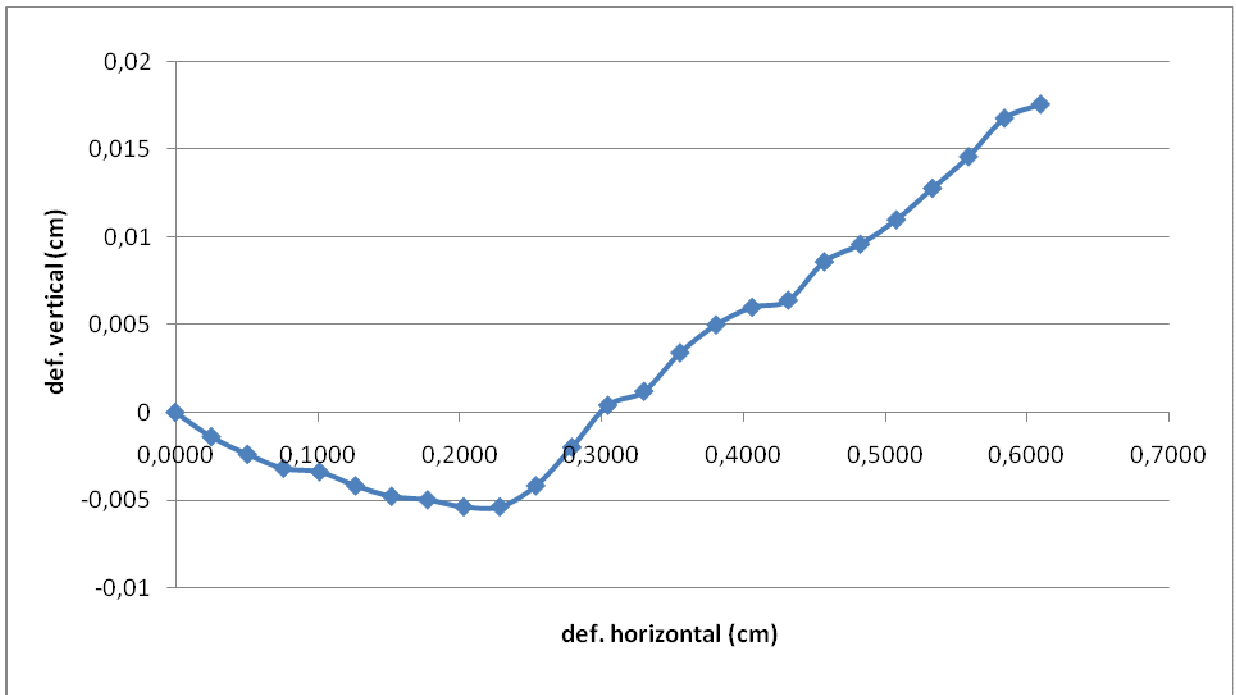




CARGA = 4,000 kg.

AREA INICIAL= 35,4025 cm²

CARGA		HORIZONTAL		ESFUERZOS.		VERTICAL		Area corr.
Lectura Dial (1*10 ⁻⁴) in.	Carga (kg)	Deform in.	Deform. (cm)	Esfuerzos (kg/cm ²)		Deform leida	Deform. (cm)	
				Normal	Cortante			
0	0,000	0	0,0000	1,130	0,0000	0	0	35,403
6	2,466	0,01	0,0254	1,132	0,0698	-7	-0,0014	35,327
17	6,987	0,02	0,0508	1,135	0,1982	-12	-0,0024	35,251
22	9,042	0,03	0,0762	1,137	0,2571	-16	-0,0032	35,176
23	9,453	0,04	0,1016	1,140	0,2693	-17	-0,0034	35,100
27	11,097	0,05	0,1270	1,142	0,3168	-21	-0,0042	35,025
31	12,741	0,06	0,1524	1,145	0,3646	-24	-0,0048	34,949
43	17,673	0,07	0,1778	1,147	0,5068	-25	-0,005	34,874
55	22,605	0,08	0,2032	1,149	0,6496	-27	-0,0054	34,798
67	27,537	0,09	0,2286	1,152	0,7931	-27	-0,0054	34,722
75	30,825	0,1	0,2540	1,155	0,8897	-21	-0,0042	34,647
86	35,346	0,11	0,2794	1,157	1,0224	-10	-0,002	34,571
100	41,100	0,12	0,3048	1,160	1,1915	2	0,0004	34,496
117	48,087	0,13	0,3302	1,162	1,3971	6	0,0012	34,420
131	53,841	0,14	0,3556	1,165	1,5677	17	0,0034	34,345
143	58,773	0,15	0,3810	1,167	1,7150	25	0,005	34,269
157	64,527	0,16	0,4064	1,170	1,8871	30	0,006	34,193
168	69,048	0,17	0,4318	1,172	2,0238	32	0,0064	34,118
177	72,747	0,18	0,4572	1,175	2,1370	43	0,0086	34,042
180	73,980	0,19	0,4826	1,178	2,1780	48	0,0096	33,967
184	75,624	0,2	0,5080	1,180	2,2314	55	0,011	33,891
183	75,213	0,21	0,5334	1,183	2,2242	64	0,0128	33,816
180	73,980	0,22	0,5588	1,186	2,1926	73	0,0146	33,740
178	73,158	0,23	0,5842	1,188	2,1731	84	0,0168	33,665
175	71,925	0,24	0,6096	1,191	2,1413	88	0,0176	33,589

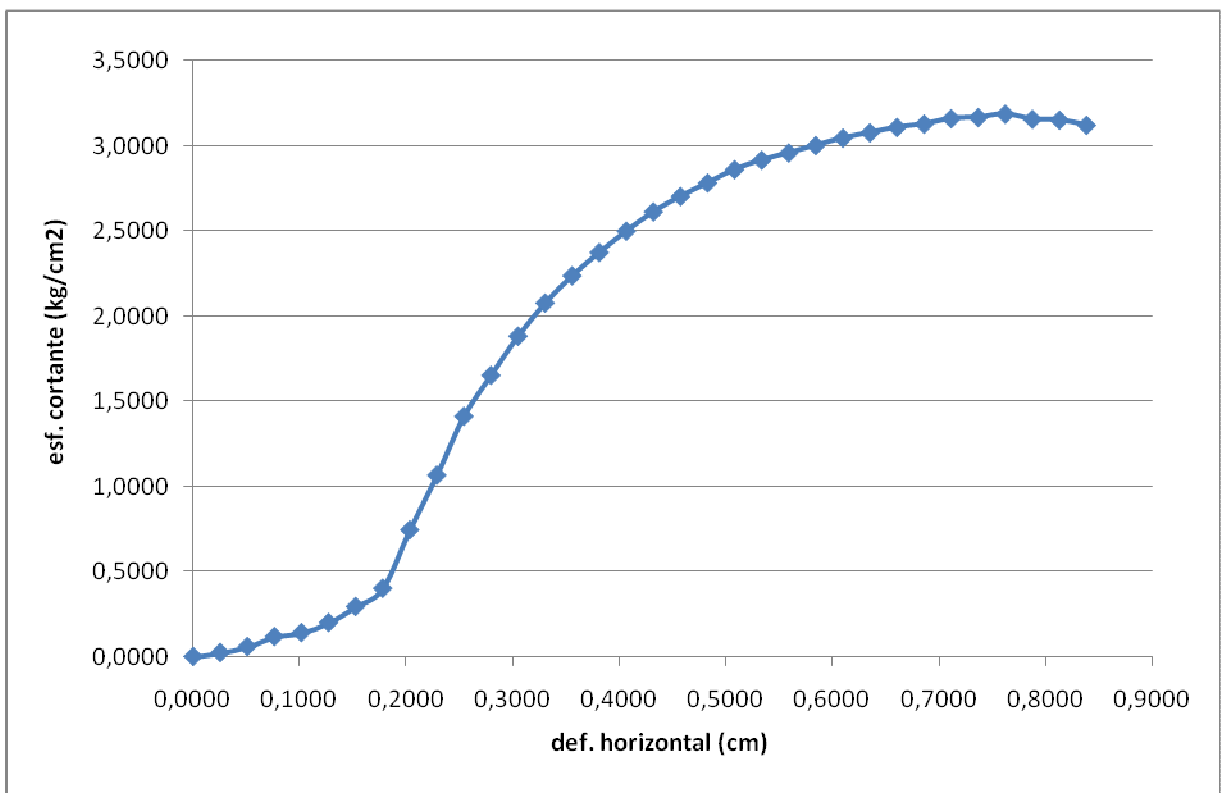
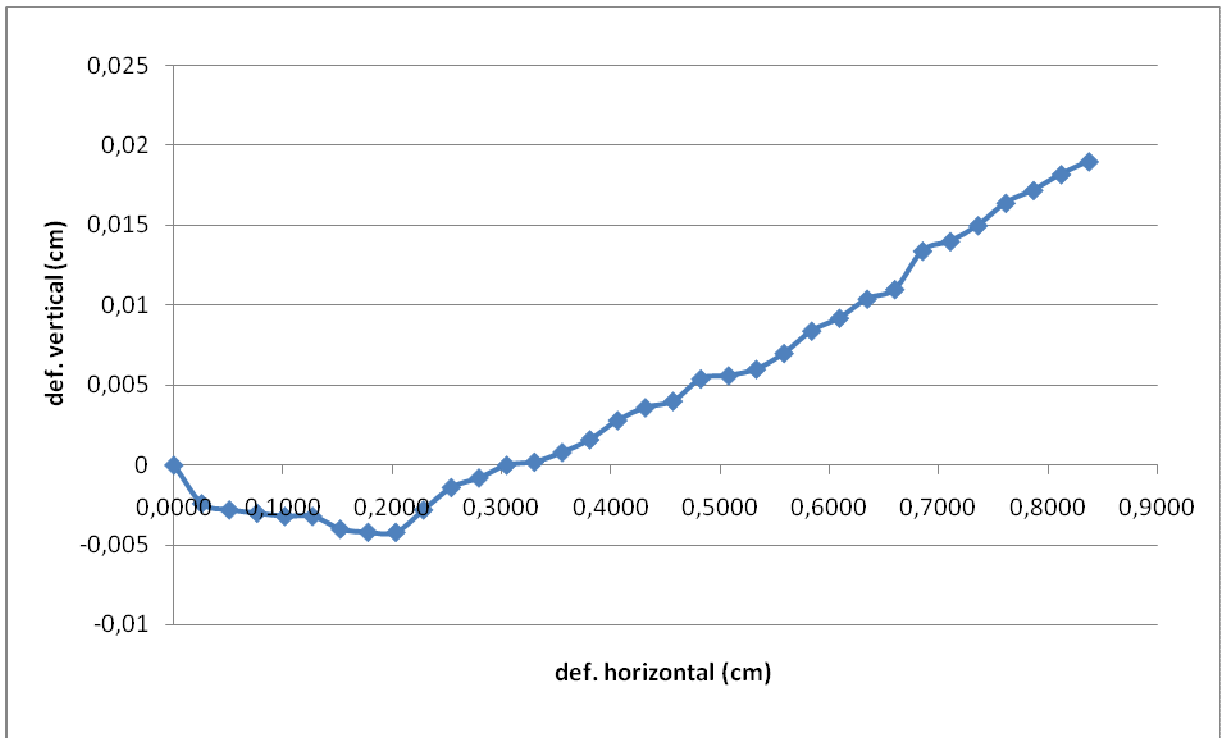




CARGA = 8,000 kg.

AREA INICIAL= 35,4025 cm²

CARGA		HORIZONTAL		ESFUERZOS.		VERTICAL		Area corr.
Lectura Dial (1*10 ⁻⁴) in.	Carga (kg)	Deform in.	Deform. (cm)	Esfuerzos (kg/cm ²)		Deform leida	Deform. (cm)	
				Normal	Cortante			
0	0,000	0	0,0000	2,260	0,0000	0	0	35,403
2	0,822	0,01	0,0254	2,265	0,0233	-12	-0,0024	35,327
5	2,055	0,02	0,0508	2,269	0,0583	-14	-0,0028	35,251
10	4,110	0,03	0,0762	2,274	0,1168	-15	-0,003	35,176
12	4,932	0,04	0,1016	2,279	0,1405	-16	-0,0032	35,100
17	6,987	0,05	0,1270	2,284	0,1995	-16	-0,0032	35,025
25	10,275	0,06	0,1524	2,289	0,2940	-20	-0,004	34,949
34	13,974	0,07	0,1778	2,294	0,4007	-21	-0,0042	34,874
63	25,893	0,08	0,2032	2,299	0,7441	-21	-0,0042	34,798
90	36,990	0,09	0,2286	2,304	1,0653	-14	-0,0028	34,722
119	48,909	0,1	0,2540	2,309	1,4116	-7	-0,0014	34,647
139	57,129	0,11	0,2794	2,314	1,6525	-4	-0,0008	34,571
158	64,938	0,12	0,3048	2,319	1,8825	0	0	34,496
174	71,514	0,13	0,3302	2,324	2,0777	1	0,0002	34,420
187	76,857	0,14	0,3556	2,329	2,2378	4	0,0008	34,345
198	81,378	0,15	0,3810	2,334	2,3747	8	0,0016	34,269
208	85,488	0,16	0,4064	2,340	2,5001	14	0,0028	34,193
217	89,187	0,17	0,4318	2,345	2,6141	18	0,0036	34,118
224	92,064	0,18	0,4572	2,350	2,7044	20	0,004	34,042
230	94,530	0,19	0,4826	2,355	2,7830	27	0,0054	33,967
236	96,996	0,2	0,5080	2,360	2,8620	28	0,0056	33,891
240	98,640	0,21	0,5334	2,366	2,9170	30	0,006	33,816
243	99,873	0,22	0,5588	2,371	2,9601	35	0,007	33,740
246	101,106	0,23	0,5842	2,376	3,0033	42	0,0084	33,665
249	102,339	0,24	0,6096	2,382	3,0468	46	0,0092	33,589
251	103,161	0,25	0,6350	2,387	3,0782	52	0,0104	33,513
253	103,983	0,26	0,6604	2,393	3,1097	55	0,011	33,438
254	104,394	0,27	0,6858	2,398	3,1291	67	0,0134	33,362
256	105,216	0,28	0,7112	2,403	3,1609	70	0,014	33,287
256	105,216	0,29	0,7366	2,409	3,1681	75	0,015	33,211
257	105,627	0,3	0,7620	2,414	3,1877	82	0,0164	33,136
254	104,394	0,31	0,7874	2,420	3,1577	86	0,0172	33,060
253	103,983	0,32	0,8128	2,425	3,1525	91	0,0182	32,984
250	102,750	0,33	0,8382	2,431	3,1223	95	0,019	32,909

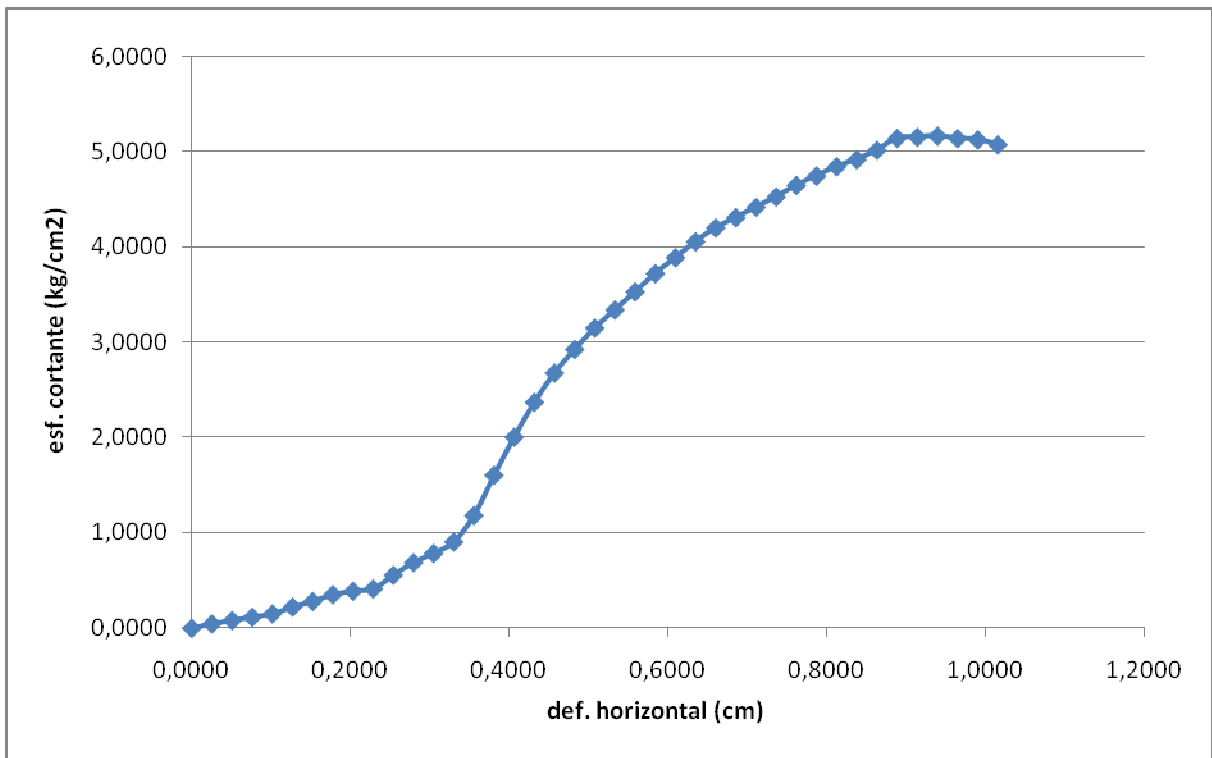
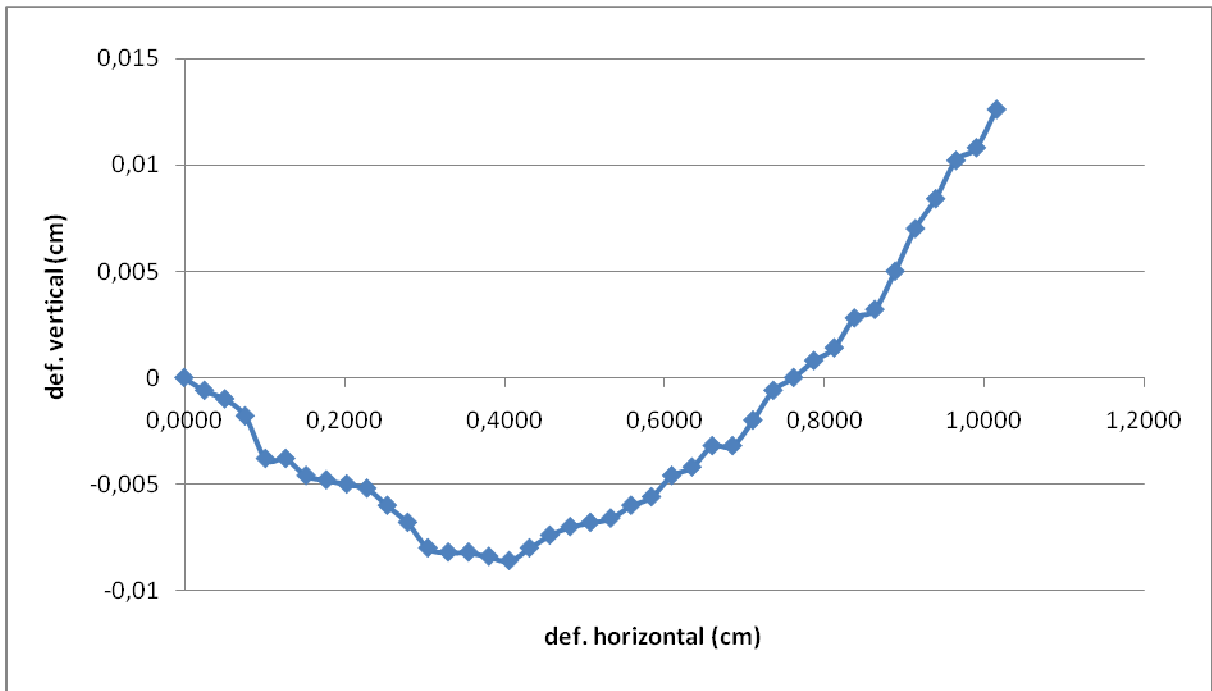




CARGA = 16,000 kg.

AREA INICIAL= 35,4025 cm²

CARGA		HORIZONTAL		ESFUERZOS.		VERTICAL		Area corr.
Lectura Dial (1*10 ⁻⁴) in.	Carga (kg)	Deform in.	Deform. (cm)	Esfuerzos (kg/cm ²)		Deform leida	Deform. (cm)	
				Normal	Cortante			
0	0,000	0	0,0000	4,519	0,0000	0	0	35,403
4	1,644	0,01	0,0254	4,529	0,0465	-3	-0,0006	35,327
7	2,877	0,02	0,0508	4,539	0,0816	-5	-0,001	35,251
10	4,110	0,03	0,0762	4,549	0,1168	-9	-0,0018	35,176
13	5,343	0,04	0,1016	4,558	0,1522	-19	-0,0038	35,100
19	7,809	0,05	0,1270	4,568	0,2230	-19	-0,0038	35,025
24	9,864	0,06	0,1524	4,578	0,2822	-23	-0,0046	34,949
30	12,330	0,07	0,1778	4,588	0,3536	-24	-0,0048	34,874
33	13,563	0,08	0,2032	4,598	0,3898	-25	-0,005	34,798
35	14,385	0,09	0,2286	4,608	0,4143	-26	-0,0052	34,722
47	19,317	0,1	0,2540	4,618	0,5575	-30	-0,006	34,647
58	23,838	0,11	0,2794	4,628	0,6895	-34	-0,0068	34,571
66	27,126	0,12	0,3048	4,638	0,7864	-40	-0,008	34,496
76	31,236	0,13	0,3302	4,648	0,9075	-41	-0,0082	34,420
99	40,689	0,14	0,3556	4,659	1,1847	-41	-0,0082	34,345
134	55,074	0,15	0,3810	4,669	1,6071	-42	-0,0084	34,269
167	68,637	0,16	0,4064	4,679	2,0073	-43	-0,0086	34,193
197	80,967	0,17	0,4318	4,690	2,3732	-40	-0,008	34,118
222	91,242	0,18	0,4572	4,700	2,6803	-37	-0,0074	34,042
242	99,462	0,19	0,4826	4,710	2,9282	-35	-0,007	33,967
260	106,860	0,2	0,5080	4,721	3,1530	-34	-0,0068	33,891
275	113,025	0,21	0,5334	4,732	3,3424	-33	-0,0066	33,816
290	119,190	0,22	0,5588	4,742	3,5326	-30	-0,006	33,740
305	125,355	0,23	0,5842	4,753	3,7237	-28	-0,0056	33,665
318	130,698	0,24	0,6096	4,763	3,8911	-23	-0,0046	33,589
331	136,041	0,25	0,6350	4,774	4,0593	-21	-0,0042	33,513
342	140,562	0,26	0,6604	4,785	4,2037	-16	-0,0032	33,438
350	143,850	0,27	0,6858	4,796	4,3118	-16	-0,0032	33,362
358	147,138	0,28	0,7112	4,807	4,4203	-10	-0,002	33,287
366	150,426	0,29	0,7366	4,818	4,5294	-3	-0,0006	33,211
375	154,125	0,3	0,7620	4,829	4,6513	0	0	33,136
382	157,002	0,31	0,7874	4,840	4,7490	4	0,0008	33,060
389	159,879	0,32	0,8128	4,851	4,8471	7	0,0014	32,984
394	161,934	0,33	0,8382	4,862	4,9207	14	0,0028	32,909
401	164,811	0,34	0,8636	4,873	5,0196	16	0,0032	32,833
410	168,510	0,35	0,8890	4,884	5,1441	25	0,005	32,758
410	168,510	0,36	0,9144	4,896	5,1560	35	0,007	32,682
410	168,510	0,37	0,9398	4,907	5,1680	42	0,0084	32,607
407	167,277	0,38	0,9652	4,918	5,1421	51	0,0102	32,531
405	166,455	0,39	0,9906	4,930	5,1287	54	0,0108	32,455
400	164,400	0,4	1,0160	4,941	5,0772	63	0,0126	32,380





FOTOS:





ANEXO 6. MANUAL ROCAMIX

ANEXO 7. Compresión Simple Rocamix.

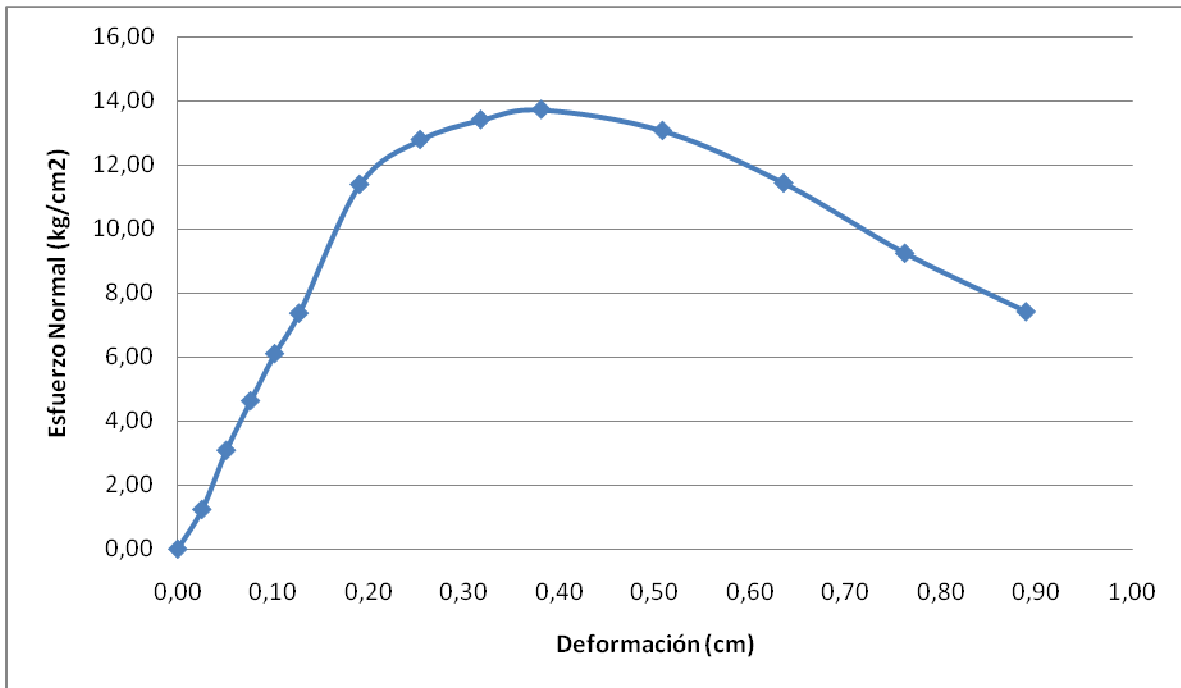
MUESTRA 1:

DATOS DE LA MUESTRA

Ds=	10,15	cm	As=	80,91	cm ²
Dc=	10,14	cm	Ac=	80,75	cm ²
Di=	10,13	cm	Ai=	80,60	cm ²
Hm=	11,15	cm	Am=(As+4Ac+Ai)/6		
			Am=	80,75	cm ²

HUMEDADES		
Cap#	130	129
Wcap+m.hum.	55,13	58,26
Wcap+m.seco	52,83	55,5
Wcap	40,27	40,3
%Humedad	18,31	18,16
Promedio	18,2	

CARGA	VERTICAL		AREA	Esfuerzo
Carga	Deform	Deform.	cm ²	Normal
(kg)	in.	(cm)		kg/cm ²
0	0	0,0000	80,75	0,00
100	0,01	0,0254	80,94	1,24
250	0,02	0,0508	81,12	3,08
376	0,03	0,0762	81,31	4,62
497	0,04	0,1016	81,50	6,10
601	0,05	0,1270	81,68	7,36
935	0,075	0,1905	82,16	11,38
1056	0,1	0,2540	82,64	12,78
1114	0,125	0,3175	83,12	13,40
1147	0,15	0,3810	83,61	13,72
1105	0,2	0,5080	84,61	13,06
978	0,25	0,6350	85,63	11,42
800	0,3	0,7620	86,68	9,23
650	0,35	0,8890	87,75	7,41



MUESTRA 2:

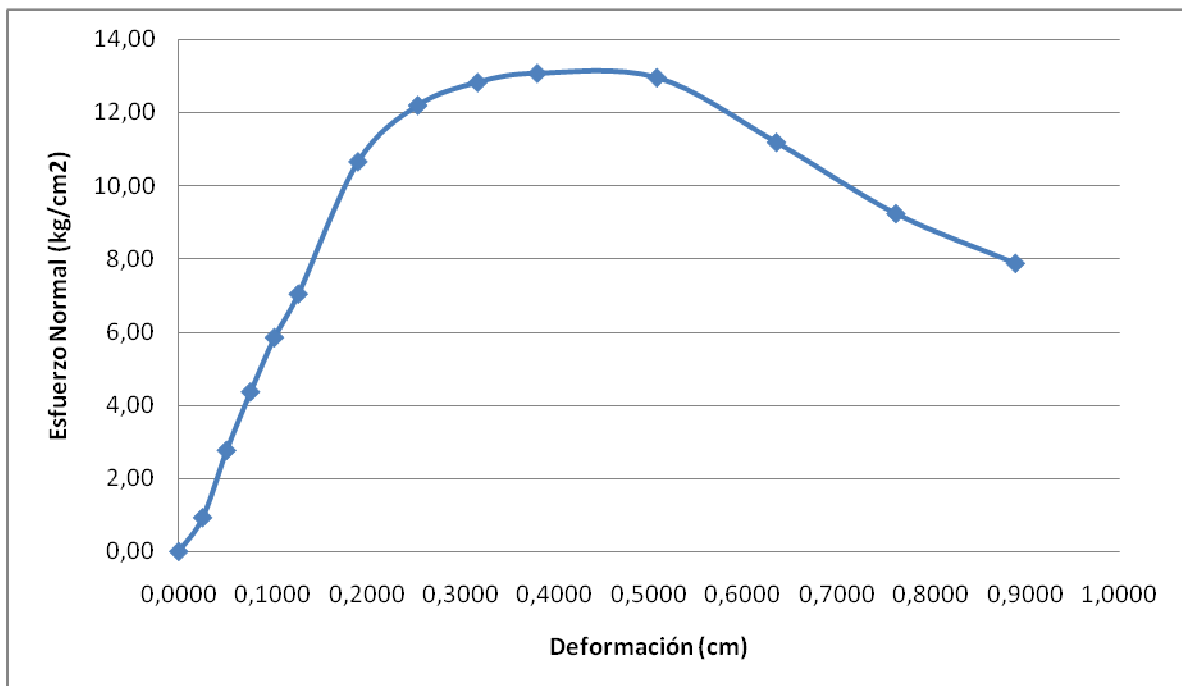
DATOS DE LA MUESTRA

Ds=	10,16	cm	As=	81,07	cm ²
Dc=	10,14	cm	Ac=	80,75	cm ²
Di=	10,1	cm	Ai=	80,12	cm ²
Hm=	11,18	cm	Am=(As+4Ac+Ai)/6		
			Am=	80,70	cm ²

HUMEDADES		
Cap#	113	178
Wcap+m.hum.	58,15	62,36
Wcap+m.seco	55,8	60,55
Wcap	42,46	50,48
%Humedad	17,62	17,97
Promedio	17,8	



CARGA	VERTICAL		AREA	Esfuerzo
Carga	Deform	Deform.	cm2	Normal
(kg)	in.	(cm)		kg/cm2
0	0	0,0000	80,70	0,00
75	0,01	0,0254	80,89	0,93
224	0,02	0,0508	81,07	2,76
354	0,03	0,0762	81,26	4,36
476	0,04	0,1016	81,44	5,84
574	0,05	0,1270	81,63	7,03
874	0,075	0,1905	82,10	10,65
1006	0,1	0,2540	82,58	12,18
1064	0,125	0,3175	83,06	12,81
1091	0,15	0,3810	83,55	13,06
1094	0,2	0,5080	84,54	12,94
956	0,25	0,6350	85,56	11,17
799	0,3	0,7620	86,60	9,23
690	0,35	0,8890	87,67	7,87





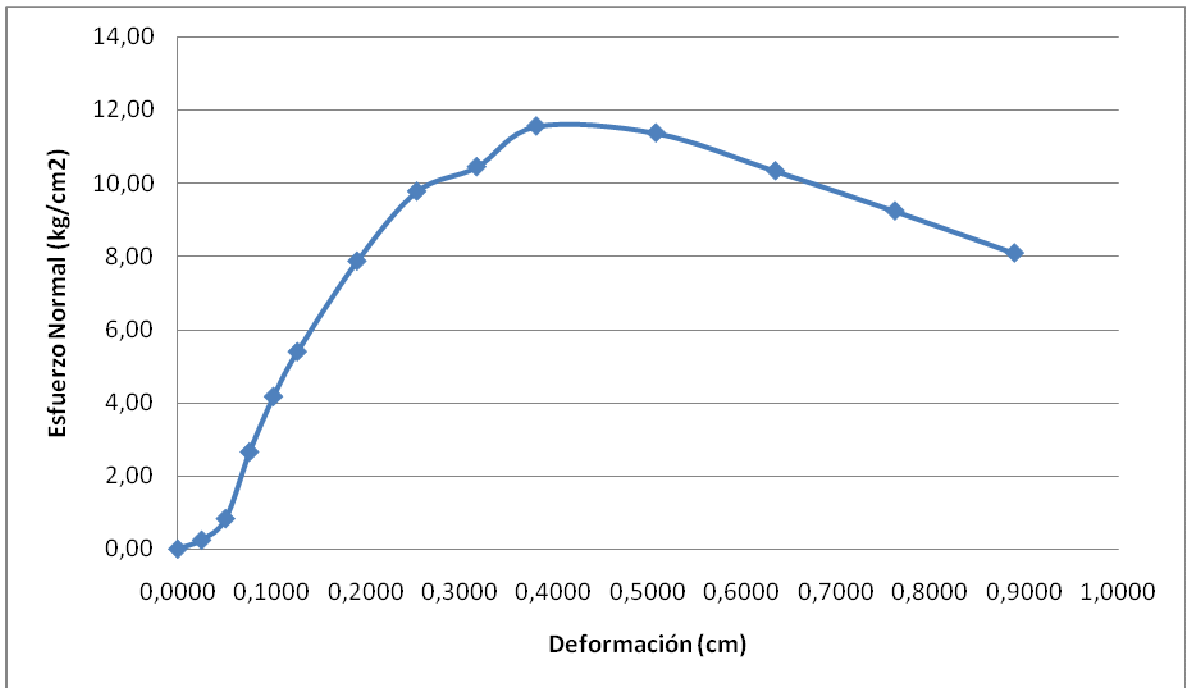
MUESTRA 3:

DATOS DE LA MUESTRA

Ds=	10,2	cm	As=	81,71	cm ²
Dc=	10,2	cm	Ac=	81,71	cm ²
Di=	10,15	cm	Ai=	80,91	cm ²
Hm=	11,18	cm	Am=(As+4Ac+Ai)/6		
			Am=	81,58	cm ²

HUMEDADES		
Cap#	168	7
Wcap+m.hum.	73,28	59,89
Wcap+m.seco	69,34	57,26
Wcap	47,98	42,58
%Humedad	18,45	17,92
Promedio	18,2	

CARGA	VERTICAL		AREA	Esfuerzo
	Deform	Deform.		
(kg)	in.	(cm)	cm ²	Normal
				kg/cm ²
0	0	0,0000	81,58	0,00
20	0,01	0,0254	81,77	0,24
68	0,02	0,0508	81,95	0,83
218	0,03	0,0762	82,14	2,65
343	0,04	0,1016	82,33	4,17
445	0,05	0,1270	82,52	5,39
653	0,075	0,1905	82,99	7,87
816	0,1	0,2540	83,48	9,78
877	0,125	0,3175	83,96	10,44
976	0,15	0,3810	84,46	11,56
972	0,2	0,5080	85,46	11,37
894	0,25	0,6350	86,49	10,34
809	0,3	0,7620	87,55	9,24
717	0,35	0,8890	88,63	8,09



FOTOS:



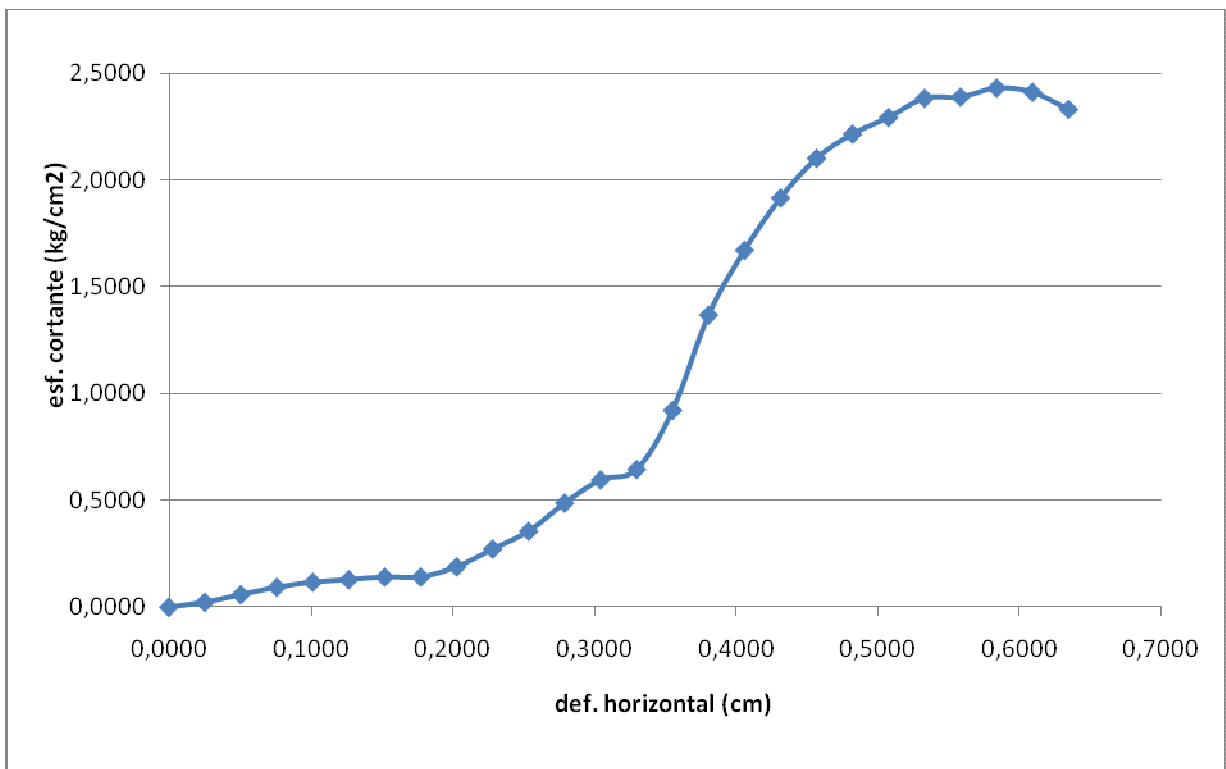
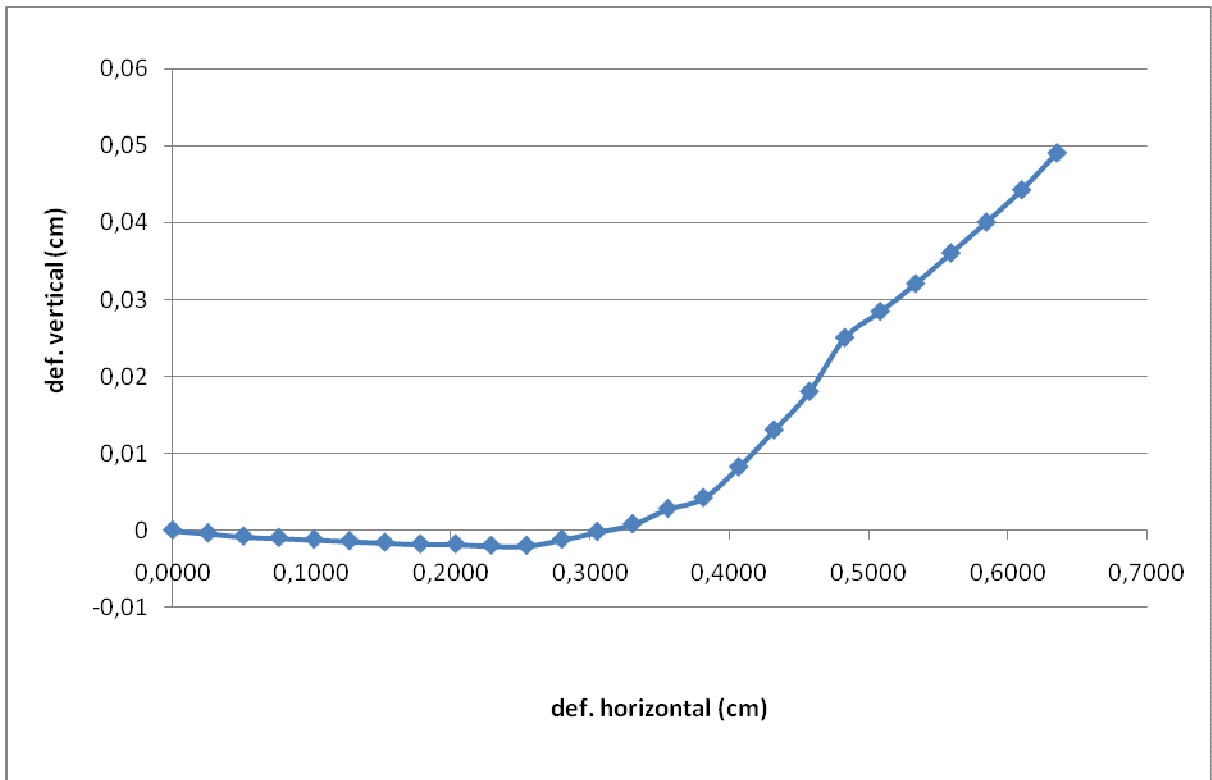


ANEXO 8. Ensayo de Corte Directo Rocamix.

CARGA = 2,000 kg.

AREA INICIAL= 35,4025 cm²

CARGA		HORIZONTAL		ESFUERZOS.		VERTICAL		Area corr.
Lectura Dial (1*10 ⁻⁴) in.	Carga (kg)	Deform in.	Deform. (cm)	Esfuerzos (kg/cm ²)		Deform leida	Deform. (cm)	
				Normal	Cortante			
0	0,000	0	0,0000	0,565	0,0000	0	0	35,403
2	0,822	0,01	0,0254	0,566	0,0233	-2	-0,0004	35,327
5	2,055	0,02	0,0508	0,567	0,0583	-4	-0,0008	35,251
8	3,288	0,03	0,0762	0,569	0,0935	-5	-0,001	35,176
10	4,110	0,04	0,1016	0,570	0,1171	-6	-0,0012	35,100
11	4,521	0,05	0,1270	0,571	0,1291	-7	-0,0014	35,025
12	4,932	0,06	0,1524	0,572	0,1411	-8	-0,0016	34,949
12	4,932	0,07	0,1778	0,574	0,1414	-9	-0,0018	34,874
16	6,576	0,08	0,2032	0,575	0,1890	-9	-0,0018	34,798
23	9,453	0,09	0,2286	0,576	0,2722	-10	-0,002	34,722
30	12,330	0,1	0,2540	0,577	0,3559	-10	-0,002	34,647
41	16,851	0,11	0,2794	0,579	0,4874	-6	-0,0012	34,571
50	20,550	0,12	0,3048	0,580	0,5957	-1	-0,0002	34,496
54	22,194	0,13	0,3302	0,581	0,6448	4	0,0008	34,420
77	31,647	0,14	0,3556	0,582	0,9215	14	0,0028	34,345
114	46,854	0,15	0,3810	0,584	1,3672	21	0,0042	34,269
139	57,129	0,16	0,4064	0,585	1,6708	41	0,0082	34,193
159	65,349	0,17	0,4318	0,586	1,9154	65	0,013	34,118
174	71,514	0,18	0,4572	0,588	2,1007	90	0,018	34,042
183	75,213	0,19	0,4826	0,589	2,2143	125	0,025	33,967
189	77,679	0,2	0,5080	0,590	2,2920	142	0,0284	33,891
196	80,556	0,21	0,5334	0,591	2,3822	160	0,032	33,816
196	80,556	0,22	0,5588	0,593	2,3875	180	0,036	33,740
199	81,789	0,23	0,5842	0,594	2,4295	200	0,04	33,665
197	80,967	0,24	0,6096	0,595	2,4105	221	0,0442	33,589
190	78,090	0,25	0,6350	0,597	2,3301	245	0,049	33,513

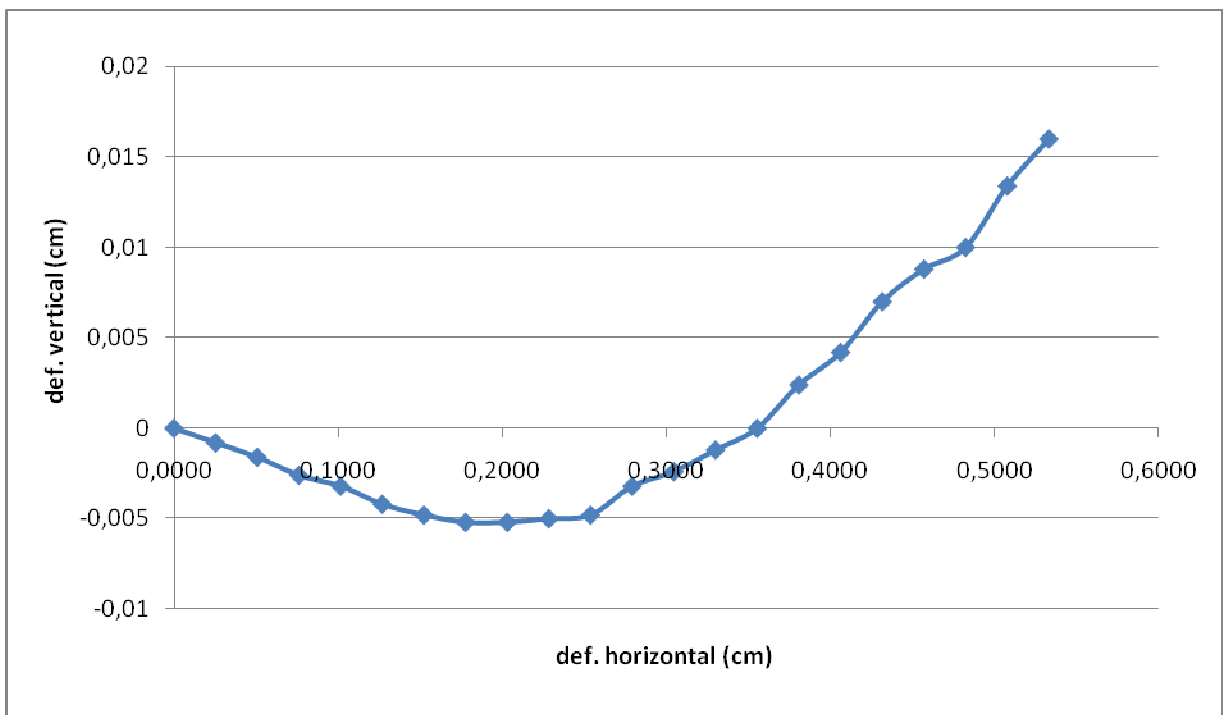


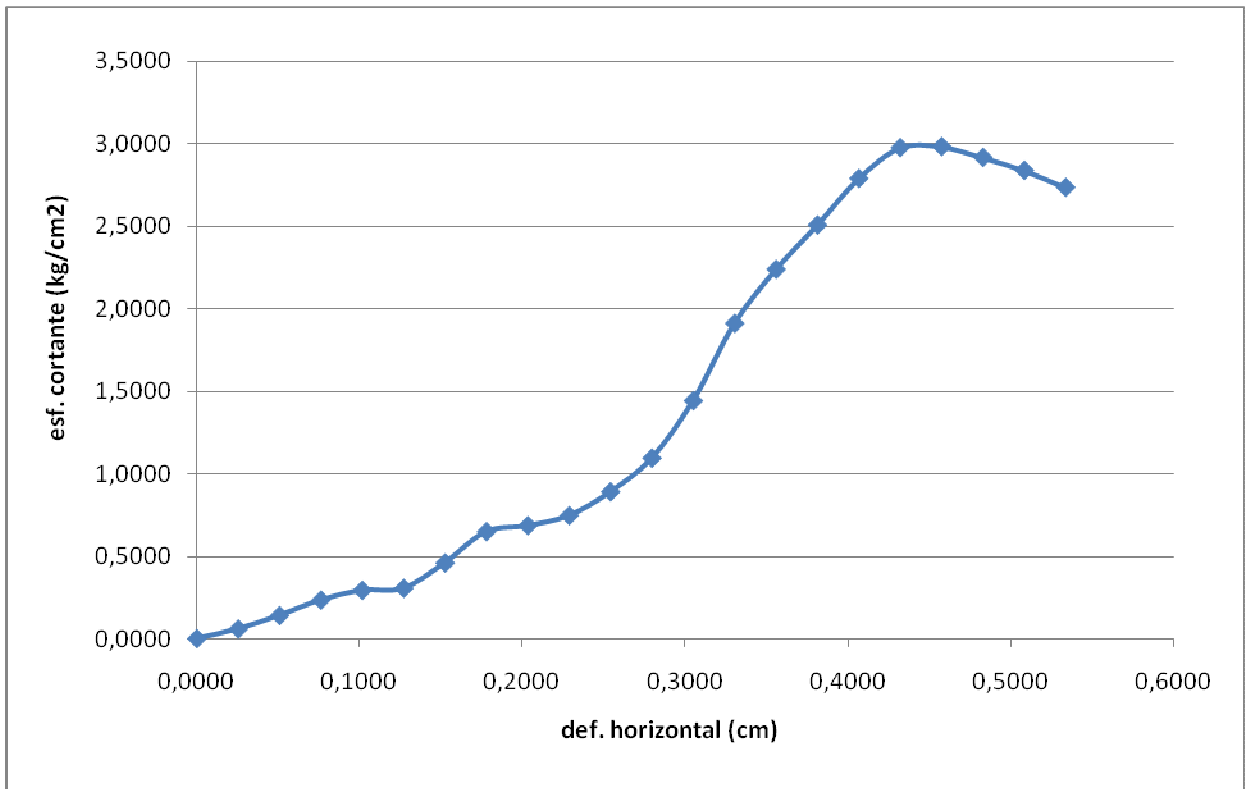


CARGA = 4,000 kg.

AREA INICIAL= 35,4025 cm²

CARGA		HORIZONTAL		ESFUERZOS.		VERTICAL		Area corr.
Lectura Dial	Carga	Deform	Deform.	Esfuerzos (kg/cm ²)		Deform leida	Deform. (cm)	
(1*10-4) in.				(kg)	in.			
0	0,000	0	0,0000	1,130	0,0000	0	0	35,403
5	2,055	0,01	0,0254	1,132	0,0582	-4	-0,0008	35,327
12	4,932	0,02	0,0508	1,135	0,1399	-8	-0,0016	35,251
20	8,220	0,03	0,0762	1,137	0,2337	-13	-0,0026	35,176
25	10,275	0,04	0,1016	1,140	0,2927	-16	-0,0032	35,100
26	10,686	0,05	0,1270	1,142	0,3051	-21	-0,0042	35,025
39	16,029	0,06	0,1524	1,145	0,4586	-24	-0,0048	34,949
55	22,605	0,07	0,1778	1,147	0,6482	-26	-0,0052	34,874
58	23,838	0,08	0,2032	1,149	0,6850	-26	-0,0052	34,798
63	25,893	0,09	0,2286	1,152	0,7457	-25	-0,005	34,722
75	30,825	0,1	0,2540	1,155	0,8897	-24	-0,0048	34,647
92	37,812	0,11	0,2794	1,157	1,0937	-16	-0,0032	34,571
121	49,731	0,12	0,3048	1,160	1,4417	-12	-0,0024	34,496
160	65,760	0,13	0,3302	1,162	1,9105	-6	-0,0012	34,420
187	76,857	0,14	0,3556	1,165	2,2378	0	0	34,345
209	85,899	0,15	0,3810	1,167	2,5066	12	0,0024	34,269
232	95,352	0,16	0,4064	1,170	2,7886	21	0,0042	34,193
247	101,517	0,17	0,4318	1,172	2,9755	35	0,007	34,118
247	101,517	0,18	0,4572	1,175	2,9821	44	0,0088	34,042
241	99,051	0,19	0,4826	1,178	2,9161	50	0,01	33,967
234	96,174	0,2	0,5080	1,180	2,8377	67	0,0134	33,891
225	92,475	0,21	0,5334	1,183	2,7347	80	0,016	33,816

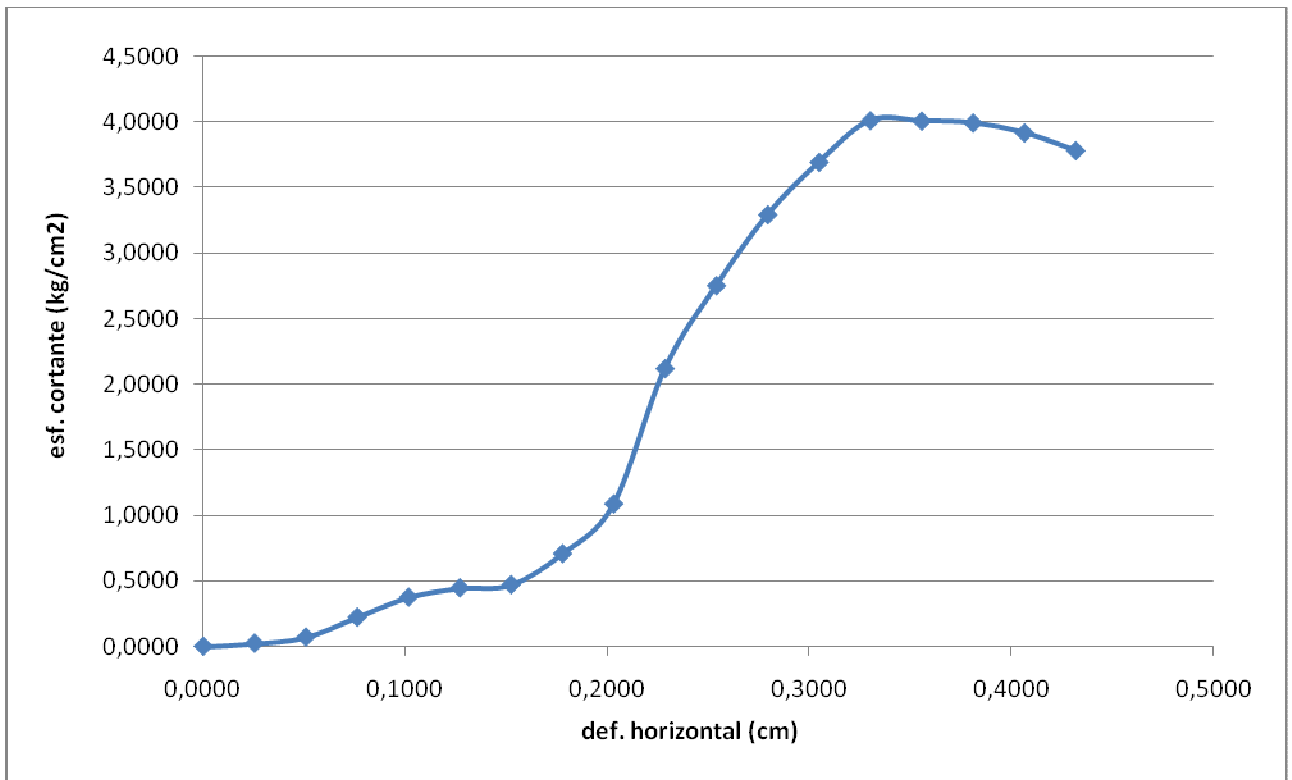
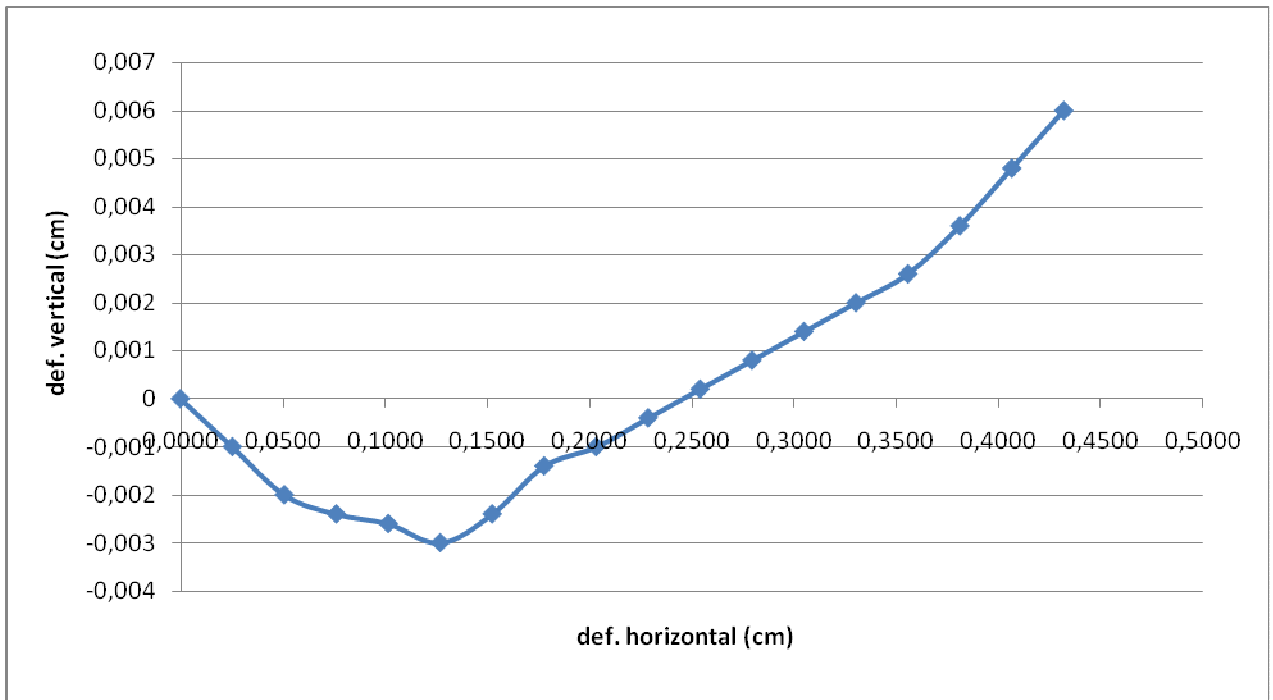




CARGA = 8,000 kg.

AREA INICIAL= 35,4025 cm²

CARGA		HORIZONTAL		ESFUERZOS.		VERTICAL		Area corr.
Lectura Dial	Carga	Deform	Deform.	Esfuerzos (kg/cm ²)		Deform leida	Deform. (cm)	
(1*10 ⁻⁴) in.				Normal	Cortante			
0	0,000	0	0,0000	2,260	0,0000	0	0	35,403
2	0,822	0,01	0,0254	2,265	0,0233	-5	-0,001	35,327
6	2,466	0,02	0,0508	2,269	0,0700	-10	-0,002	35,251
19	7,809	0,03	0,0762	2,274	0,2220	-12	-0,0024	35,176
32	13,152	0,04	0,1016	2,279	0,3747	-13	-0,0026	35,100
38	15,618	0,05	0,1270	2,284	0,4459	-15	-0,003	35,025
40	16,440	0,06	0,1524	2,289	0,4704	-12	-0,0024	34,949
60	24,660	0,07	0,1778	2,294	0,7071	-7	-0,0014	34,874
92	37,812	0,08	0,2032	2,299	1,0866	-5	-0,001	34,798
179	73,569	0,09	0,2286	2,304	2,1188	-2	-0,0004	34,722
232	95,352	0,1	0,2540	2,309	2,7521	1	0,0002	34,647
277	113,847	0,11	0,2794	2,314	3,2931	4	0,0008	34,571
310	127,410	0,12	0,3048	2,319	3,6935	7	0,0014	34,496
336	138,096	0,13	0,3302	2,324	4,0121	10	0,002	34,420
335	137,685	0,14	0,3556	2,329	4,0089	13	0,0026	34,345
333	136,863	0,15	0,3810	2,334	3,9938	18	0,0036	34,269
326	133,986	0,16	0,4064	2,340	3,9185	24	0,0048	34,193
314	129,054	0,17	0,4318	2,345	3,7826	30	0,006	34,118





FOTOS:



ANEXO 8. Tablas de la ASTM para desarrollar la Granulometría por el método del Hidrómetro



D 422

TABLE 3 Values of K for Use in Equation for Computing Diameter of Particle in Hydrometer Analysis

Temperature, °C	Specific Gravity of Soil Particles								
	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.01510	0.01505	0.01481	0.01457	0.01435	0.01414	0.01394	0.01374	0.01356
17	0.01511	0.01486	0.01462	0.01439	0.01417	0.01396	0.01376	0.01356	0.01338
18	0.01492	0.01467	0.01443	0.01421	0.01399	0.01378	0.01359	0.01339	0.01321
19	0.01474	0.01449	0.01425	0.01403	0.01382	0.01361	0.01342	0.1323	0.01305
20	0.01456	0.01431	0.01408	0.01386	0.01365	0.01344	0.01325	0.01307	0.01289
21	0.01438	0.01414	0.01391	0.01369	0.01348	0.01328	0.01309	0.01291	0.01273
22	0.01421	0.01397	0.01374	0.01353	0.01332	0.01312	0.01294	0.01276	0.01258
23	0.01404	0.01381	0.01358	0.01337	0.01317	0.01297	0.01279	0.01261	0.01243
24	0.01388	0.01365	0.01342	0.01321	0.01301	0.01282	0.01264	0.01246	0.01229
25	0.01372	0.01349	0.01327	0.01306	0.01286	0.01267	0.01249	0.01232	0.01215
26	0.01357	0.01334	0.01312	0.01291	0.01272	0.01253	0.01235	0.01218	0.01201
27	0.01342	0.01319	0.01297	0.01277	0.01258	0.01239	0.01221	0.01204	0.01188
28	0.01327	0.01304	0.01283	0.01264	0.01244	0.01225	0.01208	0.01191	0.01175
29	0.01312	0.01290	0.01269	0.01249	0.01230	0.01212	0.01195	0.01178	0.01162
30	0.01298	0.01276	0.01256	0.01236	0.01217	0.01199	0.01182	0.01165	0.01149

of the test results shall be made, plotting the diameters of the particles on a logarithmic scale as the abscissa and the percentages smaller than the corresponding diameters to an arithmetic scale as the ordinate. When the hydrometer analysis is not made on a portion of the soil, the preparation of the graph is optional, since values may be secured directly from tabulated data.

18. Report

- 18.1 The report shall include the following:
 - 18.1.1 Maximum size of particles,
 - 18.1.2 Percentage passing (or retained on) each sieve, which may be tabulated or presented by plotting on a graph (Note 16),
 - 18.1.3 Description of sand and gravel particles:
 - 18.1.3.1 Shape—rounded or angular,
 - 18.1.3.2 Hardness—hard and durable, soft, or weathered and friable,
 - 18.1.4 Specific gravity, if unusually high or low,
 - 18.1.5 Any difficulty in dispersing the fraction passing the No. 10 (2.00-mm) sieve, indicating any change in type and amount of dispersing agent, and
 - 18.1.6 The dispersion device used and the length of the dispersion period.

NOTE 16—This tabulation of graph represents the gradation of the sample tested. If particles larger than those contained in the sample were removed before testing, the report shall so state giving the amount and maximum size.

18.2 For materials tested for compliance with definite specifications, the fractions called for in such specifications shall be reported. The fractions smaller than the No. 10 sieve shall be read from the graph.

18.3 For materials for which compliance with definite specifications is not indicated and when the soil is composed

almost entirely of particles passing the No. 4 (4.75-mm) sieve, the results read from the graph may be reported as follows:

- (1) Gravel, passing 3-in. and retained on No. 4 sieve
- (2) Sand, passing No. 4 sieve and retained on No. 200 sieve
- (a) Coarse sand, passing No. 4 sieve and retained on No. 10 sieve
- (b) Medium sand, passing No. 10 sieve and retained on No. 40 sieve
- (c) Fine sand, passing No. 40 sieve and retained on No. 200 sieve
- (3) Silt size, 0.074 to 0.005 mm
- (4) Clay size, smaller than 0.005 mm
- Colloids, smaller than 0.001 mm

18.4 For materials for which compliance with definite specifications is not indicated and when the soil contains material retained on the No. 4 sieve sufficient to require a sieve analysis on that portion, the results may be reported as follows (Note 17):

SIEVE ANALYSIS	
Sieve Size	Percentage Passing
3-in.
2-in.
1½-in.
1-in.
¾-in.
½-in.
No. 4 (4.75-mm)
No. 10 (2.00-mm)
No. 40 (425-µm)
No. 200 (75-µm)
HYDROMETER ANALYSIS	
0.074 mm
0.005 mm
0.001 mm

NOTE 17—No. 8 (2.36-mm) and No. 50 (300-µm) sieves may be substituted for No. 10 and No. 40 sieves.

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103.