



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

“CARACTERIZACIÓN DE LA RESISTENCIA DE UN MATERIAL DE BANCO PARA SU USO COMO RELLENO COMPACTADO”

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MARCO ANTONIO ABURTO ABURTO

DAVID RODRÍGUEZ LÓPEZ

ASESOR: RICARDO RUBÉN PADILLA VELÁZQUEZ
México, D.F., 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

DAVID RODRÍGUEZ LÓPEZ

MÉXICO, D.F., 2011

A ti Dios, por darme la oportunidad de vivir.

A ti Madre, por creer en mí aun en los momentos de más obscuridad, por apoyarme y por mantener esa esperanza en mí.

A ti Padre, que me enseñó a luchar por la vida y no con los puños.

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por brindarme educación y valores humanos.

A César Hernández, por enseñarme que la ingeniería es una forma de vivir.

A GEOTEC, por brindarme la oportunidad de aprender fuera del aula y a su vez poder aplicar los conocimientos adquiridos en la clase. Y por brindarnos su laboratorio para la realización de las pruebas de la presente tesis.

Al Ing. Ricardo Rubén Padilla Velázquez, por creer en mí y brindarme su apoyo incondicional para cumplir esta etapa.

Al Ing. José Arturo Reyna Galindo, por despertar un genuino interés en mí por las matemáticas haciéndome ver que no me eran ajenas.

Al Ing. Alfredo Arenas González, por enseñarme que siempre se puede dar más en la vida y que todo lo que te imaginas lo puedes externalar.

Al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por facilitarnos parte esencial del equipo para la realización de esta tesis.

A los trabajadores de la Mina Xochiquilar, por facilitarnos el material que fue ensayado en la presente tesis.

A Manuel Mata, por el apoyo técnico en la realización de la presente tesis.

Al Ing. Eduardo Islas, por facilitarnos material para la realización de las pruebas de laboratorio.

A la Ing. Margarita Puebla, por ayudarme a descubrir quién era yo y así poder definir un rumbo en la vida.

A Marco Antonio Aburto, por su amistad, por ser mi compañero en esta aventura, por soportar mi intolerancia y por coadyuvar en la realización de la presente.

A todas las personas que hicieron algo para que yo sea lo que soy hoy.

MARCO ANTONIO ABURTO ABURTO

MÉXICO, D.F., 2011

A Dios, por mostrarme que se encuentra en mí, que a pesar de haber estado perdido siempre ha estado conmigo.

A ti Madre, por mostrarme el verdadero amor que sientes por mí y los sacrificios que has hecho por tus hijos.

A ti Hermano, que eres un ejemplo para mí, que en ti vi a un compañero, y conté con tu apoyo en momentos donde pensé en no continuar estudiando.

A la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por formarme como un profesionalista y darme las armas para encontrar mi vocación.

A Ing. Ricardo Rubén Padilla Velázquez, por contar con su apoyo incondicional, para culminar una etapa muy importante de mi vida.

A GEOTEC, por contar con el apoyo de sus instalaciones para realizar las pruebas que son el sustento de este trabajo.

A todos mis profesores y sinodales, por sus experiencias y conocimientos, ya que estos me han formado un criterio como profesionalista.

Al señor César Hernández, por compartir su experiencia y conocimientos para desarrollar correctamente las pruebas que fundamentan este trabajo.

Al Ing. Héctor Meneses, por contar con su amistad incondicional, y por el apoyo que me ha ofrecido en el campo laboral.

Al Ing. Abraham García, por ser mi amigo desde la adolescencia, y ser un apoyo para mí, además de aceptarme como un hermano más y formar parte de tu familia.

A David Rodríguez, le agradezco por permitirme estar en este proyecto, por tolerar mis desplantes y mi carácter, pero más le agradezco por contar con su amistad.

A mis amigos y familiares que me han apoyado en todo momento dentro y fuera de la facultad.

A todas las personas que estuvieron relacionadas en la elaboración de este trabajo.

Índice

	Pág.
Introducción	1
1. Compactación	2
1.1. Conceptos fundamentales	2
1.2. Compactación mecánica	11
1.2.1. Pruebas de compactación por impacto	26
1.2.1.1. Pruebas Proctor	31
1.2.2. Pruebas por amasado	49
1.3. Control de compactación en campo	52
2. Resistencia al esfuerzo cortante	60
2.1. Conceptos fundamentales	60
2.2. Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante	65
2.2.1. Resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos-friccionantes	65
2.2.2. Pruebas triaxiales del tipo CD	76
2.3. Método de ajuste ponderado de pruebas triaxiales, para mayor confiabilidad al evaluar parámetros de resistencia en suelos con respuesta cohesivo-friccionante	85
3. Pruebas índice (de laboratorio) del material elegido	88
3.1. Conceptos fundamentales	88
3.2. Granulometría	90
3.3. Límites de consistencia	97
3.4. Densidad de sólidos	104
4. Pruebas mecánicas (de laboratorio) del material elegido	114
4.1. Pruebas Proctor	114
4.1.1. Prueba Proctor EC=597.37 [kJ/m³] (6.11 [kg*cm/cm³])	114
4.1.2. Prueba Proctor EC=1194.74 [kJ/m³] (12.21 [kg*cm/cm³])	115
4.1.3. Prueba Proctor EC=1774.02 [kJ/m³] (18.14 [kg*cm/cm³])	116
4.1.4. Prueba Proctor EC=2353.29 [kJ/m³] (24.06 [kg*cm/cm³])	117
4.1.5. Prueba Proctor EC=2941.62 [kJ/m³] (30.08 [kg*cm/cm³])	118
4.2. Pruebas triaxiales	119
4.2.1. Prueba triaxial del tipo CD con EC=591.48 [kJ/m³] (6.05 [kg*cm/cm³])	119
4.2.2. Prueba triaxial del tipo CD con EC=1182.97 [kJ/m³] (12.10 [kg*cm/cm³])	129
4.2.3. Prueba triaxial del tipo CD con EC=1774.46 [kJ/m³] (18.14 [kg*cm/cm³])	138
4.2.4. Prueba triaxial del tipo CD con EC=2365.95 [kJ/m³] (24.19 [kg*cm/cm³])	149
4.2.5. Prueba triaxial del tipo CD con EC=2957.43 [kJ/m³] (30.24 [kg*cm/cm³])	159
5. Modelación del material	169
5.1. Curvas de compactación (gráfico w% vs γ_d para diferentes energías de compactación EC)	169

5.2. Envoltentes de resistencia sin humedecer, para diferentes energías de compactación (gráfico de c y ϕ para diferentes EC)	170
6. Ejemplo de aplicación	171
7. Conclusiones	193
8. Bibliografía	195

Introducción:

El presente trabajo forma parte de la inquietud de dos alumnos, los cuales al ver que los datos que se toman en cuenta para determinar energía de compactación, para distintas obras, es muy subjetiva, lo cual puede llevar a las distintas estructuras, por una parte a deficiencias de resistencia y su consiguiente falla y por otra parte el aplicar una energía mayor, lo cual repercute en gastos innecesarios y afectar la optimización de la obra.

Por desgracia, en los estudios de mecánica de suelos, a diferencia de otras ramas de la ingeniería civil, cada proyecto es completamente diferente, lo cual hace particular el estudio a desarrollar, pero creemos que el presente trabajo puede ser utilizado en forma referencial, para cualquier proyecto afín, no así para el banco de material que se utilizó para llevar a cabo el estudio, ya que éste refleja en forma certera tanto la humedad óptima de compactación (para cada energía propuesta) así como la resistencia obtenida.

El material utilizado para dicho estudio, es un limo de baja compresibilidad (ML), según las pruebas índice (descritas más adelante). Dicho material fue extraído de la Mina Xochiquilar, la cual está ubicada en el Municipio de Chimalhuacán en el Estado de México.

Para llevar a cabo dicho estudio procedimos con llevar a cabo compactaciones del material a diferentes energías de compactación (capítulo 4), ya obteniendo los porcentajes óptimos de humedad para cada energía específica de compactación, se construyó, en especial para esta tesis, un dispositivo para homologar la energía en un espécimen de prueba que permitiera ensayarse en una cámara triaxial normalizada (capítulo 5). Posteriormente se realizaron modelos (gráficos) en los que se correlacionan los contenidos de agua y los pesos volumétricos secos, obtenidos en cada prueba de compactación. Se modelaron (graficaron) las envolventes de resistencia para cada energía específica de compactación en sus condiciones sin humedecer y por último se presenta un ejemplo de aplicación de los datos obtenidos (capítulo 6).

Dado que el presente trabajo no es exclusivamente dirigido a ingenieros, decidimos incluir en él la teoría relativa a las distintas pruebas que se realizaron para realizar el presente estudio, con el fin de que cualquier persona con conocimientos mínimos acerca del campo de estudio, pueda aplicar los resultados del trabajo con un entendimiento adecuado (capítulos 1 y 2).

Esperamos que el presente trabajo pueda ser útil tanto a las personas que utilizan el banco de materiales modelado como a las personas que se interesen en el campo de cimentaciones someras y geotecnia aplicada a vías terrestres.

1. COMPACTACIÓN

1.1 Conceptos Fundamentales.

La palabra “compactación” resulta de sustantivar el adjetivo “compacto”, que deriva del latín “compactus”, participio pasivo de “compingere” que quiere decir unir, juntar.

Para entender de que se trata la compactación de los suelos podríamos decir que es el mejoramiento artificial de sus propiedades mecánicas como lo es la resistencia, la compresibilidad y su relación esfuerzo-deformación, el proceso de compactación implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como una consecuencia de esto ocurren cambios de volumen, ligados principalmente a la pérdida de volumen de aire.

El principal objetivo de una compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar del tipo de suelo, pero las propiedades mencionadas anteriormente son las que figuran cuyo mejoramiento se busca siempre. Es menos frecuente aunque no menos importante, que también se compacte para tener unas características de permeabilidad y flexibilidad. Esto suele ser favorable ante efectos de permanencia de la estructura terrea ante la acción de agentes erosivos.

La compactación resulta ser un proceso de objetivos múltiples es evidente que muchos de esos objetivos serán contradictorios en muchos problemas concretos, en el sentido de que se emprendan para cumplir con uno pudieran perjudicar algún otro. Por ejemplo que en una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento. Estas contradicciones se amplían si se toma en cuenta que los suelos compactados suelen tener una vida extensa y que es un compromiso que conserven sus propiedades en toda su vida como lo es bajo la acción del agua, de las cargas soportadas, etc. Las altas resistencias obtenidas con compactaciones muy enérgicas pueden traer como consecuencias que un suelo muy compactado podrá, en general absorber mucha agua si se dan las condiciones propicias y al hacerlo su resistencia podría descender drásticamente, en tanto que ese mismo suelo inicialmente compactado en forma menos enérgica, con menor resistencia inicial, podrá resultar mucho más estable ante el agua, manteniendo en el tiempo una resistencia inicialmente menor que la del otro, pero probablemente suficiente.

Desde el principio el problema de la compactación de suelos resulta ligado al control de calidad de los trabajos de campo. En efecto, después de realizar un proceso de compactación siempre es necesario verificar si con él se lograron los fines propuestos.

Para medir la resistencia, la compresibilidad, la relación esfuerzo-deformación, la permeabilidad o la flexibilidad de los suelos se requieren pruebas relativamente especializadas y costosas que, además, suelen requerir un tiempo de ejecución demasiado largo para controlar un proceso de compactación que avance de manera normal. En los primeros años de la aplicación de las técnicas modernas de compactación, indicaron que existe una correlación que en aquella época se juzgó muy confiable entre las propiedades fundamentales ya mencionadas y el peso volumétrico seco a que llega el material compactado, de manera que puede decirse que a mayor peso volumétrico seco se alcanza una situación más favorable en el suelo compactado. Debido a que la prueba de peso volumétrico es fácil y sencilla de realizar, se hizo costumbre controlar la compactación determinando el peso volumétrico seco de los materiales compactados.

Sin embargo la correlación entre las propiedades fundamentales y el peso volumétrico seco no es tan segura y simple como para permitir la aplicación ciega de la norma anteriormente

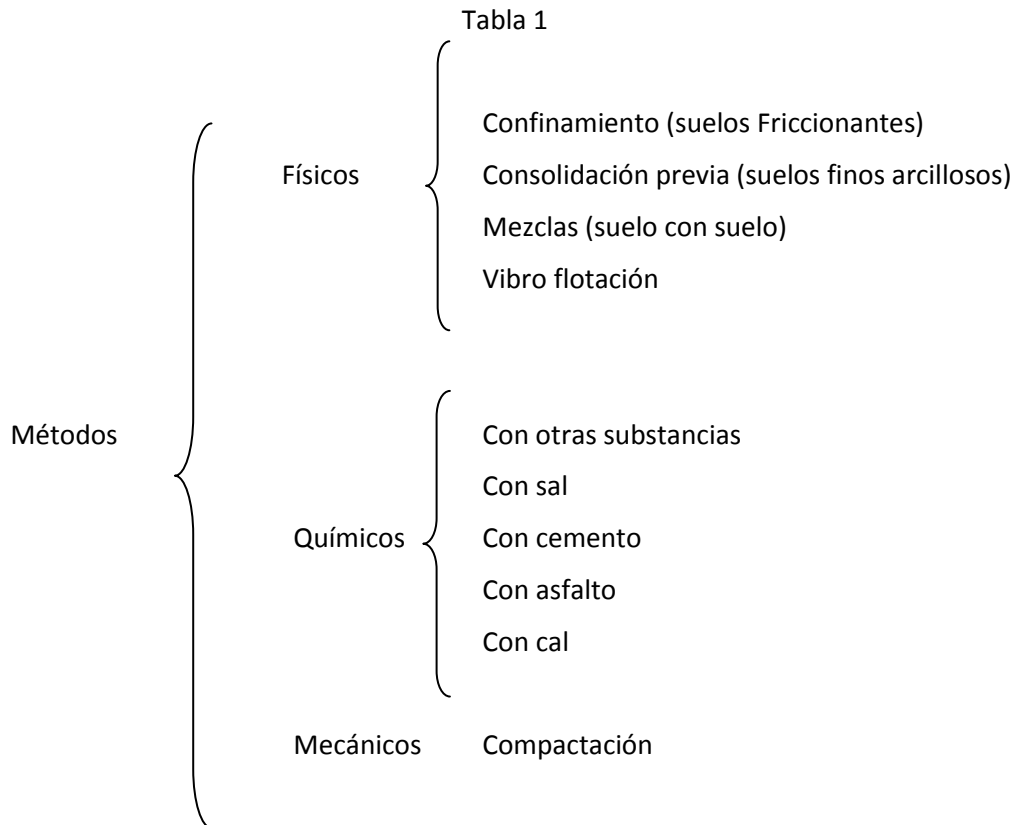
mencionada, esta aplicación realizada sin tener en cuenta las peculiaridades y objetivos de cada caso o la confiabilidad de la correlación, es quizá la fuente más común de errores que se cometen en la aplicaciones prácticas de las técnicas de compactación.

Ahora en realidad el aumento del peso volumétrico es meramente un medio, donde el mejoramiento de la propiedades está directamente ligado al aumento del peso volumétrico, el uso de la sencilla correlación que se menciona proporciona magníficos resultados, pero en algunos casos la correlación se vuelve muy errática o incluso llaga a invertirse, en tanto que en otros, algunas otras variables desempeñan un papel fundamental.

En general, son mucho más complejos los problemas ligados a cuanto pueden mejorarse las características fundamentales de los suelos comparados cuando estos son finos, razón por la cual las arcillas suelen ser los materiales que más se investigan al tratar de definir las propiedades mecánicas de los suelos compactados.

La compactación ha figurado entre las técnicas de construcción desde las épocas más remotas de que se tiene noticia, si bien en la antigüedad su aplicación no era general ni sistemática el método utilizado fue el de apisonado por medio de animales o personas en épocas muy lejanas.

La compactación es uno de los varios medios de que hoy se dispone para mejorar la condición de uso de un suelo que haya de usarse en construcción; es, además, uno de los más eficientes y de aplicación más universal.



Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc. En ocasiones se hace necesario compactar el terreno natural, como en el caso de una cimentación sobre arenas sueltas. Así, la compactación de los suelos es, ante todo, un problema constructivo, de campo.

La eficiencia de cualquier proceso de compactación depende de varios factores y para poder analizar la influencia particular de cada uno se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproducen los procesos de compactación de campo en el laboratorio, en forma representativa (hasta donde sea posible). De esa manera, pasan a primer plano de interés las pruebas de compactación de laboratorio y los estudios que en este han de hacerse en torno a tales procesos.

Los estudios de compactación en laboratorio también desempeñan un papel muy importante en el control de calidad de los trabajos. Los procesos de compactación han de estudiarse con referencia a las técnicas de campo y a todo un conjunto de técnicas de laboratorio.

Variables que afectan la compactación de los suelos.

Un suelo puede compactarse de diferentes maneras y en cada caso se obtendrá un resultado diferente, si se realiza una misma forma de compactación dará resultados distintos si se aplica a suelos diferentes, si se aplica una misma forma de compactar a un suelo determinado, podrán obtenerse resultados diferentes si de un caso a otro varían condiciones de las prevalecientes en dicho suelo.

Estos factores que pueden influir en los resultados de una compactación se mencionan a continuación.

- La naturaleza del suelo. El tipo de suelo con que se trabaja influye de manera muy importante en el proceso de compactación. Prevalece la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos arcillosos y friccionantes.
- El método de compactación. Existen tres tipos de métodos de compactación: por impacto, por amasado y por aplicación de carga estática, estos métodos producen resultados diferentes tanto en su estructuración como, en las propiedades del material que se compacta

Es común que los métodos utilizados en campo sean más difíciles de diferenciar, es más común describirlos por el tipo de maquinaria que se va a utilizar, y así se habla de la compactación de rodillo liso, con rodillo neumático, con equipo vibratorio, etc. Se supone que los procesos de laboratorio reproducen las condiciones del proceso de campo, pero es muy difícil hacer una correspondencia clara o precisa entre la operación de trabajo de campo y las pruebas de laboratorio, en el sentido de que estas últimas reproduzcan en forma representativa las condiciones del suelo compactado en el campo.

- La energía específica. Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante un proceso mecánico. Es muy fácil evaluar la energía en una prueba de laboratorio donde se compacte el suelo por impactos dados por un pisón, para este caso resulta claro que la energía es expresada por la siguiente ecuación:

$$E_e = \frac{Nn Wh}{V}$$

Donde:

E_e = energía específica.

N = número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en las que se acomoda el suelo en molde de compactación.

n = número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

h = altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

W = peso del pisón compactador.

V = volumen total del molde de compactación igual al volumen total de suelo compactado.

El concepto de energía específica conserva su valor cuando se relaciona con sus procedimientos de compactación de campo. En el caso de maquinaria como lo son los rodillos depende principalmente de la presión y el área de contacto entre los rodillos y el suelo, del espesor de la capa que se vaya a compactar y del número de pasadas del equipo.

- El contenido de agua del suelo. Proctor puso de manifiesto que el contenido de agua del suelo que se compacta es otra variable fundamental del proceso. Se observa que con contenidos de agua crecientes, a partir de valores bajos en contenido, se obtienen altos pesos específicos secos para el material compactado, si se usa la misma energía de compactación, pero también que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad excede de cierto valor, disminuyen los pesos específicos secos logrados. Proctor puso de manifiesto que para un suelo dado y utilizando un determinado procedimiento de compactación, existe un contenido de agua de compactación, llamado el óptimo, que es el que produce el máximo peso volumétrico seco que se debe de obtener con ese procedimiento de compactación.

En un proceso de compactación de campo, dicho contenido de agua es el óptimo que se debe utilizar para el equipo y la energía correspondientes.

- La diferencia de contenidos de agua. Esto llega a afectar las pruebas de compactación que se realizan principalmente en el laboratorio, en las que se representa sobre todo los resultados en la gráfica $w - \gamma_d$ (peso volumétrico seco contra humedad). Las que se presenta en un suelo relativamente seco es muy diferente a uno que se le va agregando agua o si también se parte de un suelo que este húmedo, que se va secando según se avance en la prueba. Las investigaciones realizadas comprueban que en el primer caso se obtienen pesos volumétricos secos altos que en el segundo, para un mismo suelo y con los mismos contenidos de agua lo que se traduciría para este fenómeno que podría ser cuando el suelo está seco y se le agrega agua esta tiende a quedarse en la periferia de las partículas, con la tendencia de penetrar en ellas después de un tiempo. Cuando el agua se evapora al irse secando el suelo húmedo, la humedad superficial de las partículas se hace mayor que la interna, por lo tanto se tiene condiciones diferentes en las partículas del suelo con un mismo contenido de humedad, en el primer caso que se agregó agua, la presión capilar entre las partículas es menor por el exceso de agua y en el segundo caso la evaporación hace que las partículas se compenetren más. Por lo consiguiente en el primer caso será menor la adherencia entre partículas y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en segundo caso.

También cabe mencionar que se ven influidos por el tiempo que se dejen pasar entre la incorporación del agua y el momento en que se aplique la energía de compactación, pues si el lapso es largo, se permite la incorporación uniforme del agua en las partículas del suelo, con lo que se disminuye su humedad superficial y aumentan sus presiones capilares. En el laboratorio de geotecnia es común que se proceda a partir de un suelo relativamente seco, al cual se le incorpora agua según avanza la prueba y se deja reposar el tiempo suficiente tras la incorporación, que en general es un tiempo de 24 horas, para permitir la distribución uniforme del agua.

- Contenido de agua del banco. Nos referimos en este concepto al contenido de agua natural que el suelo posee antes de añadir o quitar humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo.

Por lo general pueden lograrse cambios relativamente pequeños al humedecer o secar el suelo extendido en la obra, es aconsejable buscar siempre condiciones de humedad parecidas a la natural que no se aparten mucho de la óptima para que el proceso de compactación que vaya a usarse sea más eficiente.

En laboratorio el contenido de agua tiene especial influencia en las compactaciones que se hagan con una cierta energía, a humedades menores a la óptima, para ello se espera que los pesos volumétricos secos que se obtengan sean mayores cuando los contenidos originales de agua sean menores.

- La reutilización del suelo para compactar. En laboratorio es común es usar la misma muestra de suelo para la obtención de puntos sucesivos de las pruebas de compactación lo que implica una continua recompactación del mismo suelo. Esta práctica es inconveniente debido a que se ha demostrado, que si se trabaja con suelos recompactados los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que los que se obtienen con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias, de modo que con suelos recompactados la prueba puede dejar de ser representativa.
- La temperatura. La temperatura ejerce un papel importante en los procesos de compactación de campo, en primer lugar, por el efecto de evaporación del agua suministrada al suelo en campo o la condensación de la humedad en el ambiente.
- Otros factores. Existen más variables que afectan a las pruebas de compactación en laboratorio y en campo, tales como el número y espesor de las capas que se dispone o se tiende el suelo, el número de pasadas del equipo mecánico o de compactación sobre cada punto o el número de golpes del pisón compactador en cada capa, etc.

Curva de compactación.

Los procesos de compactación comenzaron a desarrollarse en el campo como técnicas de construcción. Fue hasta que se trató de estudiar de un modo más riguroso los efectos de tales técnicas y establecer los procedimientos de control de calidad y verificación de resultados en el campo cuando nacieron las pruebas de compactación de laboratorio, con base en unas series de pruebas que se desarrollaron por ir logrando en el laboratorio mayor acercamiento a los procesos de campo, que paralelamente se ampliaron desarrollando una serie de equipos producidos para una tecnología cada vez mas conocedora y exigente.

Proctor vio una correlación entre los resultados de un proceso de compactación y el aumento del peso volumétrico seco del material compactado, y estableció la costumbre que aun hoy se sigue, de juzgar los resultados de un proceso de compactación con base en la variación del peso volumétrico seco que se logre también comprendiendo el papel fundamental que ocupa el

contenido de agua del suelo en la compactación que de él se obtiene con un determinado procedimiento.

Se representa la marcha del proceso de compactación por medio de una gráfica en la que se haga ver el cambio de peso volumétrico seco al compactar al suelo con diversos contenidos de agua, utilizando varias muestras del mismo suelo, cada una de las cuales proporciona un punto de la curva. En diferentes procesos de compactación producen al mismo suelo compactaciones distintas, un mismo suelo podrá tener distintas curvas de compactación, correspondiente a los diferentes modos de compactarlo que puedan usarse, sea en campo o en el laboratorio. La curva muestra un máximo absoluto, alguna vez seguido de otro secundario, de menor valor. El peso volumétrico seco correspondiente al máximo absoluto recibe el nombre del peso volumétrico seco máximo, la humedad con la que tal máximo se consigue se denomina humedad óptima y representa el contenido de agua con el cual el procedimiento de compactación que se esté usando produce la máxima eficiencia, por lo menos si esta se juzga por el peso volumétrico seco que se logre, puede construirse ya sea en el laboratorio o en campo, a partir de una pareja de valores $w - \gamma_d$, los cuales se pueden obtener, como ya se dijo, si se aplica el procedimiento de compactación de que se trate a diversos especímenes del mismo suelo con diferentes contenidos de agua la curva de compactación entonces podrá dibujarse a partir de los valores que resultan de la fórmula:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + w}$$

La condición de un suelo compactado en circunstancias normales es la de un suelo no saturado, razón por la cual la curva de compactación se desarrolla por debajo de la curva de saturación, si se comparan las dos se podría determinar cual tendría que ser el contenido de agua que saturaría a una muestra que se compacta a determinado peso volumétrico. La curva de saturación se puede obtener si se calculan los pesos volumétricos secos que corresponden al mismo suelo, saturado con el contenido de agua correspondiente a una cierta abscisa de la curva, aplicando la fórmula:

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + w S_s} \gamma_w$$

Que corresponde a suelos saturados y cuya obtención es sencilla. Las curvas de compactación que se obtienen en el laboratorio se realizan en pruebas en el que el espécimen se compacta por capas dentro del molde y por medio de golpes aplicados por un pisón estándar, con una energía también prefijada.

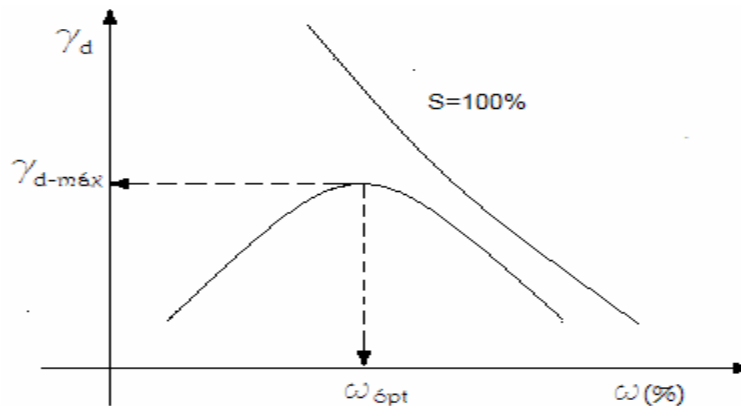


Ilustración 1 Curva de compactación

Humedad óptima y peso específico seco máximo

Los ingenieros de gran parte del mundo han estado familiarizados con las expresiones de humedad óptima y peso específico seco máximo, los cuales son mal entendidos y es común ver que muchos los mantengan como si fueran constantes básicas fundamentales de los suelos, así como las constantes físicas tales como la constante gravitacional o la velocidad de la luz. Es evidente que se trate de conceptos relativos variables, que pueden variar con el método que se utilice para compactar el suelo, además de otros factores que pueden alterar la compactación.

Para dar una clara descripción de la variación del peso específico seco máximo y de la humedad óptima con el método de compactación, los resultados obtenidos en varios suelos, que va desde la roca triturada que pasa la malla número 4 hasta arcillas limosas. Estos suelos se estudiaron según varios procedimientos de compactación que incluyen el Proctor, el Proctor modificado, el método de compactación por impacto de california. Todos estos métodos compactan al suelo por impacto de un pisón, existen en el peso y caída libre del pisón, así como el número y espesor de las capas de suelo. Es evidente que hay diferencia entre los pesos específicos secos máximos obtenidos por estos métodos que son estándar en algunos laboratorios. También que al procedimiento que da a los mayores pesos específicos secos máximos corresponde una menor humedad óptima, la humedad óptima es una variable que depende de la energía de compactación. En el campo de la humedad óptima es una variable que depende del tipo y peso de los rodillos usados en la compactación.

Los resultados obtenidos muestran diferencias del orden de 10% para arena limpia y del 5% para arena limosa en los pesos específicos secos máximos. Las gravas arenosas se compactan fácilmente al peso específico seco especificado con unas cuantas pasadas de un rodillo neumático y a veces con el paso del equipo usual de construcción, mientras que los suelos arcillosos y limosos sujetos a numerosas pasadas de los rodillos no llegan en ocasiones a compactarse al peso específico seco especificado para una obra dada. Es evidente también decir que los resultados obtenidos en la práctica que el acomodo de las partículas del suelo se logra por el impacto en el espacio confinado del molde en el laboratorio no es, necesariamente, el mismo que producen los rodillos lisos o los rodillos neumáticos en el campo, en que el suelo no está confinado. Mientras que algunos procedimientos de laboratorio que producen compactaciones similares a las de campo en ciertos suelos, ningún método, duplica en forma completa la compactación lograda en todos los tipos de materiales.

Se podría hacer una relación de los resultados de compactación de cada una de las pruebas realizadas y compararlas con el grado de compactación que se puede lograr a obtener en campo, es probable que cuando se especifique un grado de compactación en una prueba de compactación estándar modificada, el peso volumétrico seco resulte en un porcentaje más elevado a una prueba de compactación AASTHO estándar en algunos tipos de suelos, mientras que en otros corresponda a un porcentaje total. Estas diferencias son importantes de conocer ya que se tiene que tener un control de la compactación de la obra en ejecución. Cada vez es más notoria la importancia de la compactación dado el desarrollo de nuevas maquinarias de compactación y se han empezado a especializar maquinaria de compactación como lo son los rodillos lisos y neumáticos cada vez más pesados, además de los rodillos segmentados o los vibratorios, todo esto para evitar más pasadas de los equipos para así ahorrar en costos de combustibles y horas de trabajo para conseguir la compactación requerida.

El grado de compactación se puede aumentar con la energía que le imprima en un procedimiento particular, pero esto no quiere decir que sea más eficiente que otro, puede ser que cuando se varié el método de compactar este distribuya mejor la cantidad de energía imprimida al suelo, lo que puede darnos una mejor calidad en el comportamiento del suelo compactado.

Cabe destacar que mientras nos preocupe el controlar el peso específico seco, se puede llegar a descuidar lo que es realmente importante, que es la estructuración del suelo compactado. En algunos casos se puede obtener una adecuada estructuración del suelo con una ligera compactación, mientras que en algunos otros esta estabilidad puede ser inadecuada, aunque se haya realizado un fuerte proceso de compactación y sobretodo se haya llegado a la compactación especificada, aun cuando se tenga un porcentaje del peso específico seco máximo de un método de laboratorio.

El aumento de la compactación lo que nos provoca pesos volumétricos secos mayores puede ser perjudicial, que depende mucho del tipo de suelo que se tenga, también de su contenido de agua y el grado de compactación que se desea alcanzar. Los conceptos de humedad óptima y peso específico máximo dependen mucho de las condiciones y especificaciones del suelo estén claramente definidas desde el inicio. Una sobrecompactación puede ser muy riesgosa, lo que puede provocar un mal comportamiento del suelo en sus características mecánicas, un claro ejemplo es el tezontle, que es utilizado frecuentemente cuando se desea emplear un material ligero, que al ser compactado después de un cierto límite, el material empieza disgregarse que empieza a generar una gran cantidad de finos que llegan a ser contrarios a la necesidad de resistencia, en casos de limos y arcillas que son expansivos es riesgoso cuando se compactados fuertemente en climas muy húmedos ya que estos pueden llegar a tener una expansión masiva.

La compactación es un tratamiento mecánico que se emplea principalmente en campo con el fin de tener que mejorar sus condiciones de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación además de evitar los ataques de agentes de intemperismo, para que, cumpla con los requerimientos necesarios que se necesiten para cada caso particular de construcción.

Suelos cohesivos y friccionantes.

Para entender la formación de los suelos que podemos encontrar en campo, los suelos han sido originados por los agentes de intemperismo y desintegración, de los cuales la temperatura, la humedad y la vegetación han sido determinantes en la descomposición de los minerales que integran las rocas subyacentes, dando origen a suelos cohesivos arcillosos y limosos, y suelos friccionantes como gravas, arenas y limos inorgánicos.

Los equipos que se utilizan para la compactación de suelos puramente friccionantes que son las arenas y las gravas arenosas abarcan una gran parte de tipos y procedimientos para compactarlo, donde se pueden utilizar equipos vibratorios, que son los más recomendables en este tipo de suelos, hasta llegar a plataformas vibratorias donde se compactan extensiones mayores de terreno y con una mejor eficiencia, donde se ha tratado de introducir un efecto de rodamiento en los compactadores vibratorios, pero no se ha visto la ventaja del uso de este equipo con respecto a otros que solo son de vibración, además que su costo es más elevado y no marca gran diferencia en la compactación. La problemática de compactar arenas se puede disminuir inyectando agua a presión en un procedimiento llamado vibroflotación donde se combina con un equipo vibratorio, donde el objetivo principal del uso del agua es que se desprenda una gran cantidad de finos que

llenen los huecos entre las arenas aumentando su compactación general y permitiendo un mejor acomodo del suelo.

Para suelos cohesivos como masas de arcillas, el uso de rodillos son la mejor opción para las concentraciones de presiones y el modo de amasado para poder disgregar los grumos para la compactación adecuada de estos materiales. Esta práctica de compactación es tomada de prácticas antiguas apoyadas con la tecnología para poder utilizar maquinaria en lugar de objetos manuales y fuerza animal.

La compactación realizada por cada uno de los equipos utilizado es notable a simple vista, además depende del número de pasadas de los equipos empleados para obtener un tipo de un peso específico seco. En las primeras pasadas de la maquinaria, la compactación crece muy rápidamente, pero cuando el equipo ha pasado varias veces el efecto disminuye, esto reflejado en lo económico ya no es redituable que el equipo mecánico pase varias veces sobre el material tendido porque ya la compactación no es significativa, en pocas palabras no conviene operar en demasía el equipo para conseguir el peso específico seco.

En campo el número de pasadas que son las recomendables para que sea suficiente la compactación fluctúan entre 5 y 10 pasadas sobre el material tendido, dependiendo del material que se tenga, según cada caso particular.

El número de pasadas esta también influido por el tipo de equipo que se utilice para obtener un peso específico seco, un equipo de compactación pesado lograra más rápido el efecto de compactación deseado que otro más ligero. En la actualidad la tendencia es la utilización de equipos pesados para reducir el número de pasadas y economizar en la utilización de equipo de compactación.

Los requisitos que se tendrán en la compactación en campo tienen que basarse sobre un peso volumétrico seco de proyecto, que se obtiene en laboratorio, realizadas sobre un material determinado y con los resultados obtenidos se tendrá la compactación que se logrará con un determinado equipo de compactación y del contenido de agua natural del material en el banco del que se extraiga. El material se tendrá que compactar con la humedad óptima corresponde al peso volumétrico deseado obtenido del laboratorio. Puede ser que se tenga que agregar agua al material en el banco para poder llegar a la humedad óptima, aunque también en ocasiones se tenga que poner a secar el material por exceso de la misma, dejando secar a la intemperie un periodo de tiempo después de extraerlo. Pero para poder llegar a las condiciones idóneas para la compactación son complicadas debido a la acción del clima haciendo que se sujete a ciertas holguras en cuanto a la humedad cercana a la óptima.

Resulta lógico esperar que en campo no se logre el peso volumétrico seco máximo que den en el laboratorio. El grado de compactación es la relación en porcentajes, entre el peso volumétrico que se obtiene en la obra y el máximo especificado que se obtiene de laboratorio. El control que se tiene en obra se lleva al cabo investigando la compactación en el material ya compactado y estableciendo un parámetro aceptable que se determina en importancia y la función que va a desempeñar la obra en cuestión. Al material que se le va aplicar la compactación se deposita en capas por lo general de entre 10 a 30 cm.

Para determinar el grado de compactación se puede determinar por la fórmula siguiente:

$$G_c(\%) = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_{dmax}}$$

Donde:

γ_d = peso volumétrico seco del material tal como ha sido compactado en obra

γ_{dmax} = máximo peso volumétrico seco obtenido según un cierto procedimiento de compactación de laboratorio.

1.2 Compactación mecánica.

Antes de ver los diferentes equipos utilizados en la compactación mecánica, tendremos que entender cómo se distribuyen los esfuerzos en un suelo bajo una carga, donde es la teoría de Boussinesq la que mejor lo explica.

Pondremos un ejemplo para la ilustración de esta teoría. Si se toma un área “A” de terreno de un suelo determinado y se le aplica una carga “P” se forman unos bulbos de esfuerzos como se ilustra en la ilustración 2.

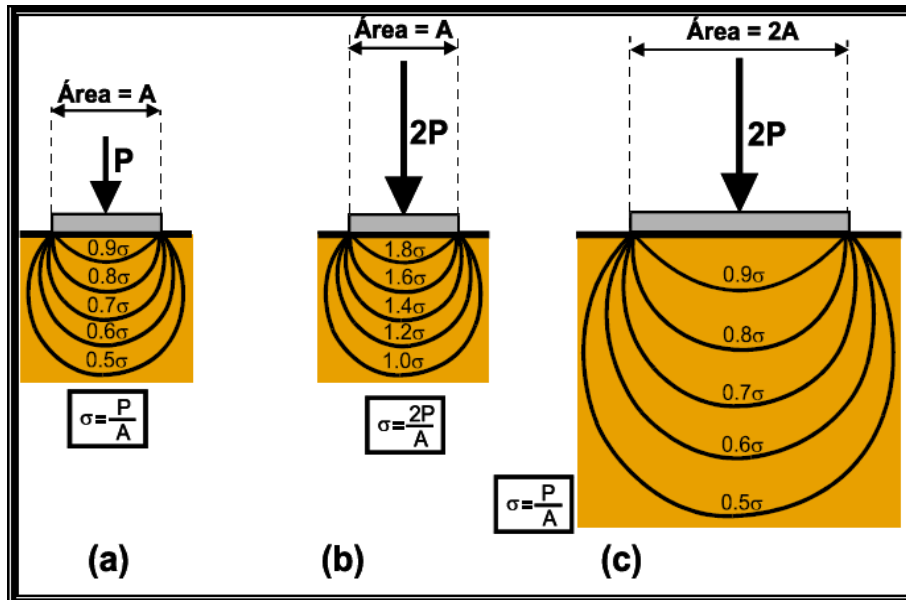


Ilustración 2 Distribución de esfuerzos en un suelo

Si se aumenta la carga al doble, es decir 2P, sin que se altere las dimensiones del área, los esfuerzos aumentan al doble como se puede observar en la figura 1, lo que puede ocasionar fracturas en las partículas del suelo variando grandemente su granulometría, además no se incrementa la distribución de esfuerzo esquematizadas por las semicircunferencias, lo que se concluye que no es conveniente sobrecargar los equipos más allá de las especificaciones de los fabricantes, pues también pueden llegar a dañarse al aplicarles cargas que sobre pasen a las de diseño.

Pero si se aumenta la carga y el área al doble el esfuerzo es el mismo que el primero, pero la profundidad de las distribuciones si aumenta, con lo que se concluye que si se desean capas de mucho mayor espesor deben usarse equipos más pesados y con áreas de contacto mayores.

Se tiene que tener un control en el espesor de las capas para poder suministrar de mejor manera la energía necesaria para poder obtener la compactación requerida en el proyecto, es de vital importancia contar con un estricto control de calidad para garantizar que esta compactación cumplirá con la vida útil de la obra en cuestión.

Se tomará en cuenta que no se podrá aumentar significativamente el espesor de la capa haciendo que se les aplique una carga en demasía a los equipos de compactación, lo que provoque que estos sufran descomposturas.

Para aumentar el espesor de la capa se debe cambiar el equipo de compactación por otro que tenga mayor superficie de contacto, procurando que la presión ejercida también crezca en la misma proporción.

Boussinesq desarrolló la teoría de la distribución de presión para un medio elástico. Para fines prácticos de compactación podemos considerar elásticos a todos los suelos ya que esta teoría es razonablemente cierta aún para suelos granulares.

Hay una gran variedad de equipos de compactación, en diferentes marcas y modelos. Para este trabajo se han clasificado por la energía de compactación que generan de la siguiente manera:

- Rodillos metálicos.
- Rodillos neumáticos.
- Rodillos pata de cabra.
- Rodillos de reja.
- Rodillos de impacto.
- Rodillos vibratorios.
- Rodillos pata de cabra vibratoria.

Rodillo metálico.

Estos equipos transmiten al suelo energía de presión y algo de amasamiento en materiales cohesivos.

Al principio de la compactación al material de la capa es poco resistente y el rodillo se hunde una cierta cantidad con un cierto ancho de contacto, pero conforme el proceso avanza el material aumenta su resistencia por lo que la penetración es menor. Esto tiene dos consecuencias importantes:

Aumenta la presión sobre la capa al reducirse el área de contacto, lo que, como se vio antes, no es conveniente.

Se reduce la profundidad de las distribuciones de presión, por lo que la parte superior de la capa recibe una mayor energía de compactación y comienza a diferenciarse de la parte inferior.

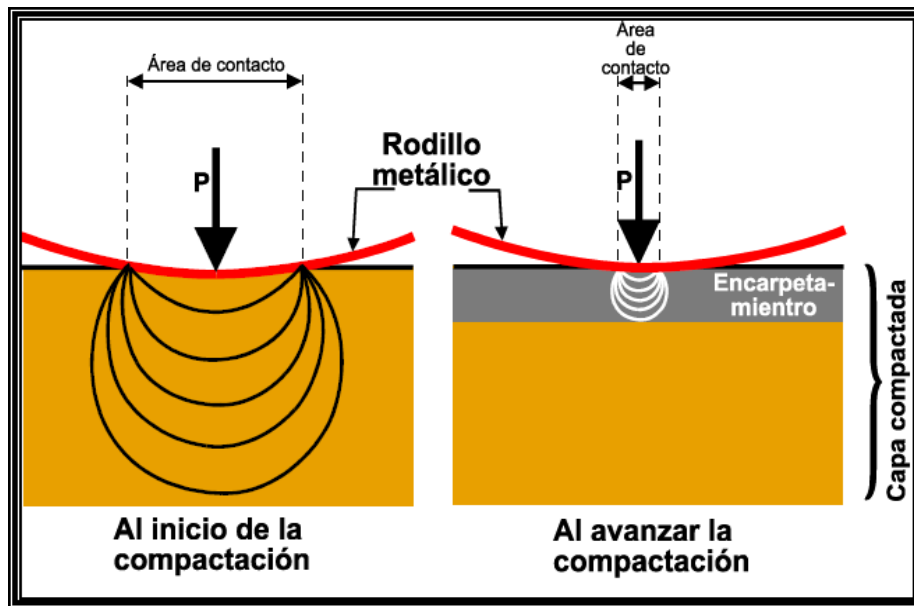


Ilustración 3 Distribución de esfuerzos bajo un rodillo metálico

Si a esto se agrega la costumbre de hacer un riego superficial adicional para compensar las pérdidas por evaporación. Riego que sólo penetra muy poco porque la compactación disminuye la permeabilidad de la capa, en la parte superior de la capa se diferencia aún más y se separa del resto de la capa. Esto se llama encarpetaamiento o porque se manifiesta en pequeños baches llamados “calaveras”. El encarpetaamiento es un defecto grave, por lo cual se tiene que tener una cierta vigilancia sobre el uso de este tipo de maquinaria.

Por estas razones, y por tener rendimientos muy bajos, los rodillos metálicos han perdido mucho campo de acción en grandes movimientos de tierras. Su uso se ha limitado en construcción pesada para dar una primera pasada con objeto de preparar la capa para otros compactadores. Un ejemplo típico es el caso de los compactadores vibratorios que no pueden empezar a compactar cuando el material está suelto y requieren una primera compactación.

Pero ahora hay compactadores vibratorios que pueden trabajar estáticos, por lo que en estos trabajos los rodillos metálicos ya no se usan.

Estos equipos se dividen en dos grandes grupos:

La aplanadora o plancha de tres ruedas que consiste en dos ruedas de tambor paralelas en la parte trasera y un rodillo delantero también de tambor. Los tambores huecos se le pueden cargar. Estas planchas se nombran: 10-12 toneladas, porque sin carga se nombran: 6-8 toneladas, por que pesan 6 toneladas sin carga y 8 toneladas con carga.

La plancha “Tandem”, que tiene dos rodillos de tambor paralelos, uno adelante y otro atrás. Por lo general se nombran: 6-8 toneladas, por que pesan 6 toneladas sin carga y 8 toneladas con carga.

En la plancha el tercer rodillo delantero cubre la franja que van a dejar las ruedas traseras y en la plancha tandem los rodillos cubren la misma franja. Además el peso se reparte de tal manera que a cada rueda o rodillo le llegue una fuerza proporcional al área de contacto que cubre cada una. Esto es con objeto que a cada centímetro cuadrado de la capa le sea transmitida igual energía de compactación.

Estos equipos no se deben cargar, aunque se hace con cierta frecuencia, pero no deberían, porque lastrados aumentan el encarpentamiento.



Ilustración 4 Rodillo compactador Cat Cb-534d Xw

Rodillos neumáticos.

Los rodillos neumáticos son muy eficientes y a menudo esenciales para la compactación de sub-bases, bases y carpetas, sus distribuciones de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción de distribuciones de presión.

Estos compactadores pueden ser jalados o auto propulsados y también pueden dividirse en dos tipos, en llantas grandes y pequeñas.

Los compactadores de llantas pequeñas pueden balancearse de dos en dos, lo que permite compactar áreas bajas o pequeñas, lo que no pueden realizar los rodillos metálicos.

Este compactador está diseñado con un traslape entre las llantas delantera y traseras por lo que uno de los eje se tiene un número impar de neumáticos que generalmente es el delantero y en el otro eje trasero un número par, ya en general el número de llantas que tiene el compactador es impar.

Tiene dos ejes tándem y el número de llantas totales que puede tener el compactador varían entre 7 y 13 llantas. La posición de las llantas está conformada de tal manera que las llantas

delantera se traslapan con las traseras y el peso total que se tiene del compactador se reparte de tal manera que cada neumático soporta la misma carga. Este arreglo permite transmitir mejor la energía de compactación sobre el suelo tendido que se tenga.

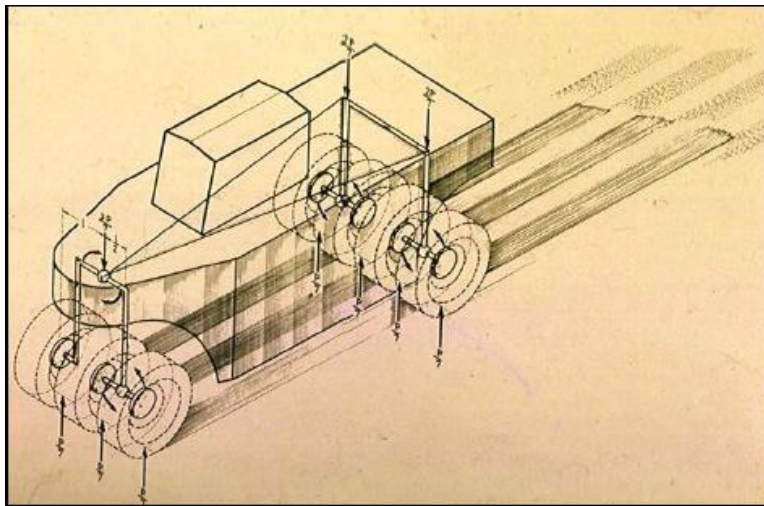


Ilustración 5 Distribución de los neumáticos bajo el rodillo neumático

Este tipo de compactadores tiene una presión de contacto semejante a la de equipos de mayor peso, tienen una excelente maniobrabilidad, tienen poca profundidad de acción y poca flotación en materiales sueltos. Tienen una buena acción de secado y cierran la textura del material en la capa compactada.



Ilustración 6 Compactador neumático Carterpillar PS360B

Los compactadores neumáticos de llantas grandes son generalmente arrastrados por un tractor sobre neumáticos y pesan entre 15 y 20 toneladas. Tienen 4 ó 6 llantas en un mismo eje. Son, por su peso, difíciles de maniobrar y de transportar, por lo que su aplicación se debe limitar a aquellos trabajos de poca pendiente, de tramos rectos, largos y de fácil acceso, generalmente en aeropuertos. Por estas razones están siendo desplazados por otros equipos más ligeros y versátiles.

Los factores más importantes que intervienen en el trabajo de compactadores neumáticos son:

Peso total que depende del número total de llantas y del sistema de suspensión del compactador se puede conocer el peso o fuerza aplicada por llanta. A mayor peso total, mayor carga por llanta, en caso de tratarse de una suspensión isostática.

La presión del inflado es importante, pero está ligada íntimamente a la carga de la llanta. Dependiendo del peso del compactador, y la presión de contacto

Podemos observar que si aumentamos el peso sin aumentar la presión, aumentamos la profundidad de la distribución de las presiones en las circunferencias, pero no aumentamos la presión, éstos nos permitiría trabajar capas relativamente mayores, pero el aumento de eficiencia es casi nulo, y las llantas durarán menos pues estamos aumentando el trabajo de deformación de la llanta.

Si aumentamos la presión sin aumentar la carga disminuimos la profundidad de la distribución de presión, y podemos llegar a encarpetar la capa. Esto puede ser eficiente si la capa es delgada como suele serlo en bases, sub-bases y carpetas.

Si aumentamos el peso y la presión, estamos aumentando la presión efectiva sobre la capa y por lo tanto el trabajo de compactación sobre la capa, sin embargo esto nos puede disminuir la vida útil de las llantas y del equipo, y aumentará la tendencia al rebote.

En el concepto moderno de un compactador neumático la carga sobre la llanta y la presión de inflado, deben ser las adecuadas para dar la presión de contacto suficiente para ejercer el esfuerzo requerido de compactación. Es aconsejable no alejarse mucho de las recomendaciones del fabricante.



Ilustración 7 Compactador neumático de llantas grandes

Rodillos pata de cabra.

Estos compactadores se diferencian por que concentran su peso en un área relativamente pequeña de todo un conjunto de puntas de diferente forma ejerciendo presiones estáticas al suelo muy grande en los puntos donde las puntas penetran el suelo. Conforme el equipo va dando pasadas al suelo tendido, el material se va compactando, las puntas dejan de profundizar más en el suelo hasta que deja de producirse alguna compactación adicional al suelo, en una profundidad de 6 cm la superficie queda distorsionada pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

En la ilustración 8 se muestra la influencia sobre el suelo la compactación obtenida ejerce la forma de la punta de del vástago, que constituye al equipo denominado pata de cabra, se muestra la distribución de las presiones en el suelo tendido, donde penetra y la distribución de la energía aplicada es pequeña.

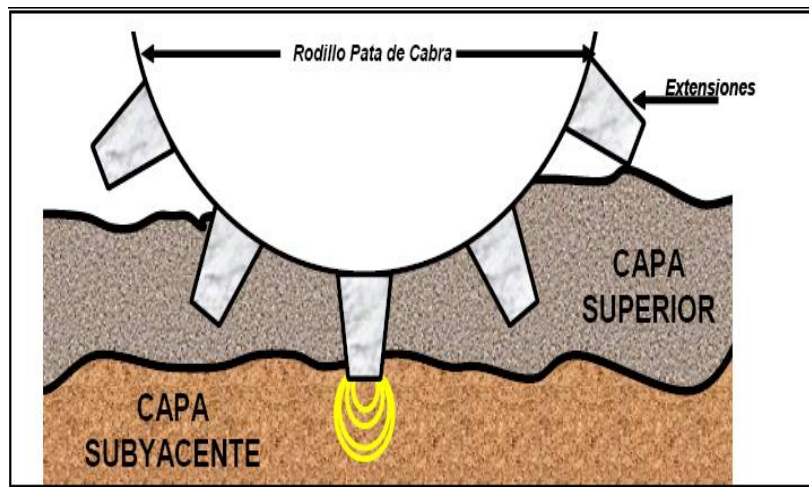


Ilustración 8 Distribución de presiones en un rodillo pata de cabra

En estos casos todos los vástagos aplican la misma presión a lo largo del tiempo. La máxima eficiencia se alcanza cuando la punta plana de la extensión está en contacto con el suelo a compactar.

La presión que ejerce el rodillo pata de cabra al pasar sobre sus extensiones sobre el suelo no es uniforme, los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en el que el vástago está en vertical y en su máxima penetración, a partir de ese momento la presión disminuye hasta que el vástago sale completamente, la acción del rodillo es tal que hace que la compactación se realice de abajo hacia arriba, en las primeras pasadas las extensiones penetran con una parte del tambor en el suelo lo que permite una mayor presión se ejerza sobre el lecho inferior del suelo a compactar, por lo tanto, la capa no tiene que ser mayor a la longitud del las extensiones del rodillo pata de cabra. A esta forma de compactar se le denomina acción de amasado y en laboratorio ha sido tomada en cuenta a fin de lograr una mayor representatividad en pruebas que se realizan en suelos que se compactan con rodillos pata de cabra.

Los equipos mas usuales tienen vástagos de 20 a 25 cm de longitud y se usan para compactar capas de suelo de alrededor de 30 cm de espesor. Al aumentar el número de pasadas de estos equipos de compactación, la parte inferior de la capa va adquiriendo mayor resistencia, lo que va impidiendola entrada de los rodillo.

Este proceso puede llegar a un límite donde el rodillo camine sobre el suelo, pero sin que haya contacto del tambor con el tambor y el suelo, podría decirse que éste es un límite como norma sencilla para indicarnos que la capa compactada esta lista.



Ilustración 9 Rodillo pata de cabra

Se considera una operación adecuada cuando el vástago penetra de 20 a 50% de su longitud, lo que depende la plasticidad del suelo, el rodillo produce dos resultados muy deseables en terraplenes de suelos finos compactados, que son una distribución uniforme de energía de compactación en cada capa y buena liga entre capas sucesivas.

Con el uso de este equipo de compactación, todo incremento de energía de compactación hace que aumente el peso volumétrico seco máximo y disminuya el contenido de agua óptimo.

Se hace importante analizar otro aspecto importante de la compactación con rodillos pata de cabra. Se trata de presentar el efecto de número de pasadas de un rodillo para diferentes tipos de suelos.

Puede verse que disminuye el incremento de los pesos volumétricos secos por pasada al aumentar la plasticidad, y que el número de pasadas adecuadas depende del tipo de suelos que se tenga en cada caso.

Rodillo de rejilla.

Este compactador fue desarrollado originalmente para disgregar rocas poco resistentes a la compresión, como rocas sedimentarias y algunas metamórficas, para hacer caminos de penetración transitables todo el año, para esto el rodillo transita sobre la roca suelta en el camino, rompiéndola y produciendo finos que llenan los vacíos entre los materiales más gruesos formando una superficie estable. La roca que se puede escarificar también se puede disgregar.

La disposición de la reja es tal que no forma exactamente un cilindro, sino en realidad las crestas de la reja son una serie de puntos altos y bajos dispuestos como un tablero de ajedrez, como se muestra en la figura 7, lo que produce un rodamiento no uniforme y un efecto de impacto. Cuando estos rodillos trabajaban a alta velocidad, En compactación 20 km/h es alta velocidad, producen un efecto de amasamiento sobre la capa compactada.

Al ser usado este equipo se encontró que era capaz de compactar eficientemente una gran variedad de suelos por la combinación de energías de impacto y vibración.

Tienen la desventaja de que tienden a atascarse por dentro en materiales finos, lo que reduce un poco su eficiencia por la necesidad de limpiarlos frecuentemente.

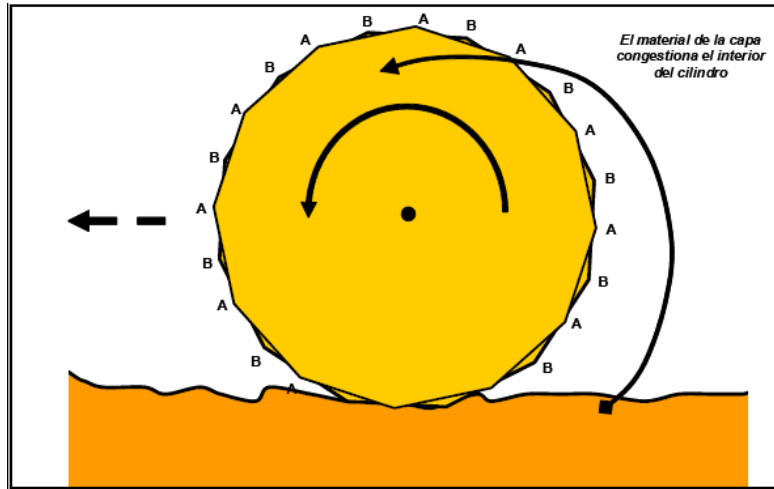


Ilustración 10 Distribución de puntos altos y bajos en el rodillo de rejilla

Son muy buenos compactadores pero tiene el problema que el acabado de la capa que compactan es pésimo, por lo que su uso se ha limitado al cuerpo de los terraplenes y como éstos generalmente están formados por materiales cohesivos, se ha incluido este equipo sólo para materiales finos, aunque sean capaces de compactar toda clase de suelos.

El rodillo de rejilla tiene una cuadrícula de 8.9 por 8.9 cm, su peso bruto varía de 2.82 toneladas a 6.87 toneladas, lastrado totalmente, está provisto con 4 cajas metálicas para lastrarlo es remolcado por un tractor.

Rodillo de impacto

A causa de los problemas de limpieza del rodillo de reja, se diseñó un nuevo rodillo usando el mismo principio, el rodillo de impacto. Este es un rodillo metálico, en el que se han fijado unas salientes en forma aproximada de una pirámide rectangular truncada como se muestra en la ilustración 12.

Estas pirámides no son de la misma altura pues hay unas más altas que otras, siguiendo el modelo de puntos altos y bajos del rodillo de reja, esto da las mismas ventajas, pudiéndose limpiar fácilmente por medio de dientes sujetos a un marco.

Estas salientes han sido diseñadas de tal manera que el área de contacto se incremente con la penetración, ajustándose automáticamente la presión a la resistencia del suelo compactado donde la distribución de energía no es la misma en toda la superficie, dependiendo de los vástagos que hacen contacto con el suelo por lo que se dijo anteriormente las diferencias de alturas de los vástagos.

El diseño contempla también una fácil entrada y salida a la capa, lo que disminuye la resistencia al rodamiento y permite como en el caso del rodillo pata de cabra una ventaja de adherencia entre las capas.

Estos rodillos han probado ser muy eficientes y eliminan estratificación en los terraplenes, esto es importante en corazones impermeables de presas, sustituyendo totalmente a la pata de cabra.

El rodillo de impacto ha probado ser uno de los más versátiles y económicos compactadores en terracerías, capaz de compactar eficientemente la mayor parte de los suelos.

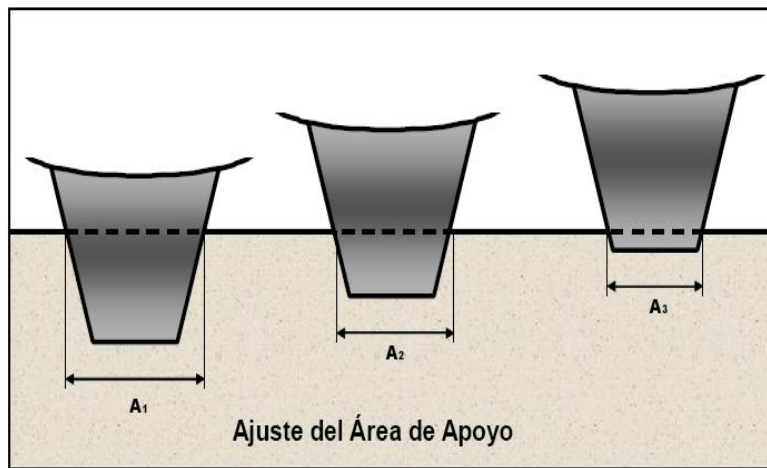


Ilustración 11 Altura de penetración de los vástagos del rodillo de impacto

Como se muestra en la ilustración 11 donde se ilustra la forma de las diferentes alturas de vástagos que al entrar en contacto con el suelo, las áreas de apoyo se van disminuyendo conforme gira el tambor haciendo que los vástagos más largos penetren más profundo que los más cortos.

Estos compactadores son autopropulsados y han demostrado ser muy eficientes y económicos para toda clase de suelos generando amasamiento e impacto. Sin embargo, el acabado de la capa, igual que el rodillo de reja es pésimo, por lo cual sólo se limita a materiales cohesivos.



Ilustración 12 Rodillo de impacto Tamping roller

Rodillos vibratorios.

La compactación por vibración se emplea Rodillos que proporcionan un efecto vibratorio al elemento compactador, la frecuencia de vibración tiene una gran influencia en el proceso de compactación y su intervalo de variación óptima puede comprender el rango de 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural del suelo, lo que lleva al aparato a frecuencias de 1500 a 2000 ciclos por minuto.

Los factores que influyen en los resultados del rendimiento del equipo son los siguientes:

- La frecuencia que puede alcanzar el oscilador por minuto
- La amplitud, que puede ser cuantificada por una distancia vertical en casi todos los equipos del mercado
- El empuje dinámico que se genera con cada impulso del oscilador
- La carga muerta, el peso del equipo de compactación, es decir, todo lo demás sin considerar el oscilador
- El área que abarca el compactador en el suelo
- La estabilidad del rodillo

Cuando se requiere compactar por vibración para que se obtenga la máxima eficiencia de compactación, el contenido de agua debe de ser menor al óptimo, que el que puede requerirse para otro tipo de compactación.

Una de las ventajas de trabajar con equipos de vibración es la poder tener capas de mayores espesores que en las que pudieran ser con otros compactadores, esto hace que nuestro rendimiento aumente y los costos de operación disminuyan. Por ejemplo la compactación de suelos de gradadas bien y mal graduadas se pueden compactar fácilmente en capas de 60 cm de espesor y con el uso de otros rodillos se tendrían que tener capas de 20 a 30 cm de espesor.

Los procesos de compactación en campo se combinan con la presión para vencer nexos entre partículas que se producen en suelos gruesos como en los suelos finos, ya que el efecto de vibración es muy poco efectiva.

La vibración en suelos gruesos es conveniente porque reduce en forma considerable la fricción interna del material, la presión estática debe vencer esta fricción, para que se evite el deslizamiento del suelo por el aumento de una presión normal. Con el uso del rodillo vibratorio en un suelo friccionante, este sufre una orientación de las partículas en el momento en que tienden a separarse y una fuga de las partículas más finas, hacia los huecos de las partículas más grandes.

En la compactación por vibración se han llegado a tener resultados de reducción de la fricción, han llegado a ser 15 veces en arenas y 40 en gravas, a este factor también se le suman la presión del compactador ejercida con su carga de compresión y esfuerzo cortante, con las que mejoran el acoplamiento entre las partículas y aumentan el relleno de huecos, reducen las fuerzas de tensión capilar que pueden existir entre granos.

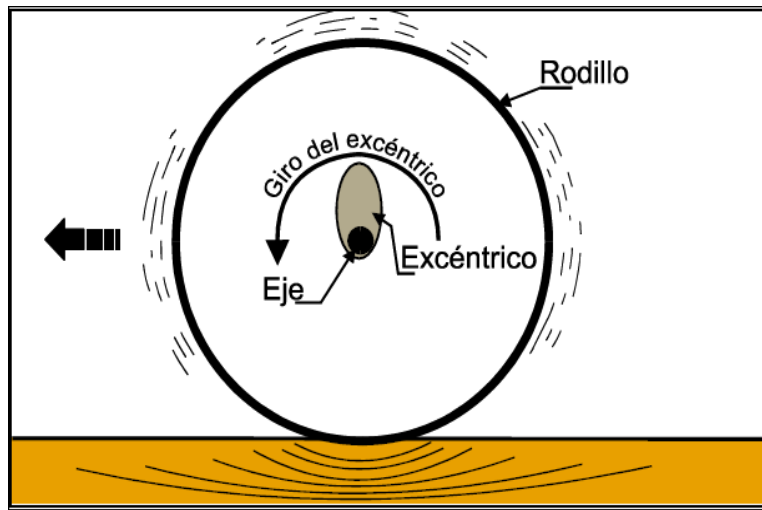


Ilustración 13 Funcionamiento de un rodillo vibratorio

Cuando se compacta un suelo que es muy grueso, se hace que sea propicia la salida de agua durante la vibración, si el agua fuera una cantidad importante. En resumen de que las gravas y los fragmentos de roca podrán compactarse exitosamente con contenido de agua muy bajos.

Si el suelo es de arena y grava que contiene una cantidad considerable de finos y su contenido de agua es alto, la compactación por vibración puede dificultarse. Para tener una mejor compactación por el método de vibración conviene mucho que el contenido de agua no exceda del 10 %.

En suelos finos arcillosos que se compactan por vibración, se tiene una influencia muy grande en los contenidos de agua, por un lado las arcillas poco húmedas requieren grandes energías de compactación y los equipos que tengan que compactar tienen que ejercer grandes presiones.

Este inconveniente hace que el espesor de las capas que pueden manejarse sea mucho menor que el caso de arenas y otros suelos friccionantes, así como la compactación se tenga que darse con equipos pesados pata de cabra o neumáticos, capaces de dar la presión requerida adicional a la vibración.

No están del todo definidos los mecanismos a través de lo que la vibración actúa en arcillas húmedas. Las arcillas húmedas pueden compactarse con energías mucho menores que las más secas y con equipos que ejerzan una presión adicional también mucho menor.

Los limos y los suelos limosos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios cuando su contenido de agua es próximo al óptimo y cuando los espesores de capa no sean grandes.



Ilustración 14 Rodillo vibratorio YZ14H

Los hay de dos tipos:

De jalón, que tienen que ser arrastrados por una máquina, generalmente un tractor agrícola y que tiene su propio motor para mover el excéntrico.

Autopropulsados, que pueden estar formados por dos rodillos vibratorios o por una combinación de un rodillo y neumáticos. En este caso el mismo motor proporciona potencia para el desplazamiento del equipo y para la vibración del o los rodillos.

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. Como en los suelos granulares (gravas y arenas) su resistencia depende principalmente de la fricción interna, en los suelos plásticos depende de la cohesión, la eficiencia de estos rodillos está limitada a suelos granulares.

Estos rodillos se clasifican por su tamaño, pequeños hasta 9000 kg de fuerza dinámica y grandes de más de 9000, pudiendo llegar hasta 20 000 kg o más. Los grandes pueden llegar a sobre esforzar suelos débiles por lo que hay que manejarlos con cuidado.

Todos los vibradores deben de manejarse a velocidades de 2.5 a 5 km/h. Velocidades mayores no incrementan la producción, y con frecuencia no se obtiene la compactación.

Rodillos de pata de cabra vibratoria.

La tecnología actual está desarrollando un gran número de equipos en los que se busca combinar los efectos de dos o más de los sistemas tradicionales, a fin de lograr una especialización de las acciones que garantice un resultado óptimo para cada caso particular.

Los rodillos pata de cabra con aditamentos vibratorios generalmente son de tipo remolcado y se recomiendan para compactar suelos finos arcillosos. Además de otras ventajas que ya se mencionaron su uso permite utilizar mayor espesor de capa.

Este equipo es un rodillo semejante al rodillo liso vibratorio, pero tiene extensiones semejantes a los de la pata de cabra y se hace trabajar en alta amplitud y baja frecuencia, por lo que produce energía de impacto. También, por la acción de las extensiones, produce efecto de amasamiento.

Este equipo compacta también la capa subyacente pero no la capa superior y no estratifica. Aunque es muy eficiente, con altas producciones, el acabado de la capa es pésimo, por eso se recomienda sólo para el cuerpo del terraplén.



Ilustración 15 Rodillo Vibratorio pata de cabra DINAPAC CA250D

Los procesos de compactación en obra son por su naturaleza muy lentos y costosos como para reproducirlo a voluntad, cada vez que se desee estudiar cualquiera de sus detalles, por lo tanto no proporciona un método práctico de una herramienta de análisis, investigación y estudio.

Para desarrollar pruebas de laboratorio que tengan que reproducir fácil y económicamente los procesos que relacionen las técnicas de campo y el conocer más un proceso tan difícil e importante.

Los estudios muestran a las pruebas de laboratorio como base para estudios para proyecto y fuente de información para plantear un adecuado modo de trabajo en campo, resultaría inoperable reproducir la obra a realizar para determinar los posibles comportamientos que se tendrían en la obra.

Las pruebas de compactación de laboratorio solo se justifican en términos de representatividad de los procesos de campo que se producen. Con el propósito de llegar a estudiar detenida y minuciosamente en el laboratorio un proceso que no tiene nada que ver con el proceso de compactación que se realiza en campo que es el que se supone que se reproduce, se podría considerar que tendrían consecuencias graves en cuanto a las acciones prácticas que se adopten, las tendría si no se entendiera en sus justas dimensiones razonables, que el criterio se juzgará como un proceso de compactación a través del laboratorio de manera única o principal.

Se compactan los suelos para obtener datos para proyecto, esta información se refiere a resistencia, deformabilidad, permeabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, entre otras. La representatividad de la prueba, en el sentido que se reproduzcan en el laboratorio con un suelo de las mismas propiedades mecánicas que después se obtendrán al compactar los materiales en el campo.

Puede haber otro uso para las pruebas de compactación, para tener un estricto control de calidad, en este caso las pruebas funcionan fundamentalmente como un índice comparativo de pesos volumétricos de laboratorio y de campo, la similitud de las propiedades mecánicas entre ambos es mucho menos importante, siendo por consecuencia una idea de representatividad referente a la prueba.

Existen muchos métodos de compactar suelos en campo, es lógico pensar que no se tendrá una sola prueba con una sola técnica estandarizada, que sea para representarlos a todos. Por lo tanto hay pruebas de compactación de varios tipos. La energía de compactación influye mucho también en los resultados del proceso, y los equipos utilizados en campo la aplican en forma muy variada, de forma que también habrá variantes en las pruebas por este concepto.

Aun cuando otros factores actúan como variables que afectan el proceso de compactación, solo los antes mencionados han sido utilizados para diferenciar pruebas de laboratorio, por lo menos las más comunes.

Las pruebas que se tienen aparecen como sigue aunque solamente nosotros en esta tesis nos enfocaremos en las primeras dos:

- A. Pruebas por impacto o dinámicas
- B. Pruebas por amasado
- C. Pruebas estáticas
- D. Pruebas por vibración
- E. Pruebas especiales.

1.2.1 Pruebas de compactación por impacto.

La mayoría de las pruebas por impacto tienen las siguientes características:

El suelo se compacta por capas en el interior de un molde cilíndrico metálico, variando de unas pruebas a otras el tamaño del molde y el espesor de la capa.



Ilustración 16 Molde Proctor estándar



Ilustración 17 Molde Proctor modificado

En todos los casos la compactación se logra al aplicar a cada capa dentro del molde un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, con un pisón cuyo peso, dimensiones y altura de caída cambian de unas pruebas a otras. El número de golpes del pisón que se aplica por capa también cambia en las diferentes pruebas.

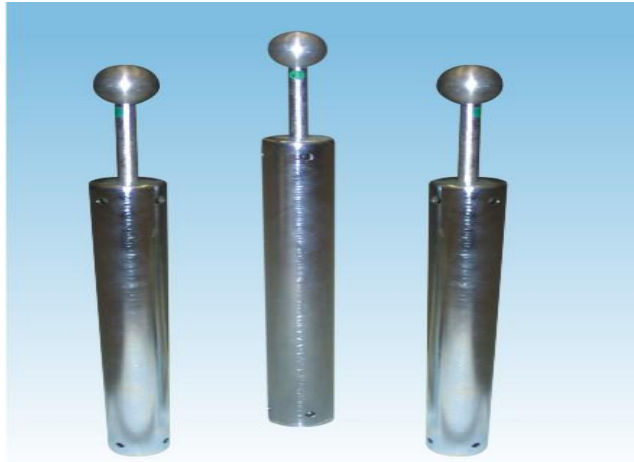


Ilustración 18 Pistón para suministrar la energía de compactación

En todos los casos, la energía específica se puede calcular con bastante aproximación con el empleo de la ecuación:

$$E_e = \frac{Nn Wh}{V}$$

Ya antes mencionada, quedando definida por el número de golpes por capa del pistón compactador, el número de capas en el que el suelo se dispone dentro del molde, el peso del pistón compactador, su altura de caída y el volumen total del molde.

En todos los casos se especifica un tamaño máximo de partícula que puede contener el suelo, y se eliminan los tamaños mayores por cribado previo a la prueba. Es frecuente que se establezca una especificación relativa al reusó del material durante la prueba.

Los valores de cada una de las variables de la prueba pueden hacerse cambiar según convenga, al fin de reproducir las condiciones de compactación que se tengan en campo. Como las propiedades mecánicas de los suelos compactados dependen de las condiciones de compactación, y las propiedades que son deseables para cierta estructura no necesariamente lo son en otra, el uso de un solo patrón de laboratorio para todas las posibles situaciones de campo.

Algunas de las pruebas por impacto que han alcanzado mayor difusión son las pruebas Proctor estándar, que es la que generalmente propuso Proctor, la prueba Proctor (ASTM) estándar, que tienen cuatro variantes, la prueba Proctor (ASTM) modificada, la prueba E-10 del U.S. Bureau of Reclamation, la prueba de impactos de California y la prueba británica estándar.

Algunas de las características principales de estas pruebas se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 2

Características de las pruebas de compactación por impactos de uso más generalizado									
Prueba	Tratamiento del material	Molde		Peso del martillo (kg)	Altura de caída (cm)	Numero de capas	Reúso del suelo	Numero de golpes por capa	Energía específica $\frac{kg\ cm}{cm^3}$
		Diámetro	Altura (cm)						
Proctor estándar	Cribado por la malla ¾"	10.16	12.70	2.490	30.48	3	si	25	4.02
Prueba E-10 del U.S.B.R.	Cribado por la malla número 4, tras secado al aire y desintegración de grumos	10.80	15.24	2.490	35.72	3	si	25	6.05
Proctor (AASHO)estándar	Cribada por la malla numero 4, tras secado al aire	10.16	11.43	2.490	30.48	3	si	25	6.05
Proctor (AASHO) modificada	Secar al aire, se desintegran grumos y se criba por la malla de ¾", reemplazando material retenido con igual peso del material comprendido entre las mallas de ¾" y número 4	15.24	17.78	4.530	45.72	5	no	55	27.31
California tipo A	Cribado por la malla de ¾" en estado seco	7.30	91.44	4.530	45.72	5	NO	20	17.70
Tipo B	Cribado por la malla de ¾" en estado húmedo	7.30	91.44	4.350	45.72	10	no	20	35.40
Británica estándar	Secado al horno o al aire y cribado por la malla ¾"	10.16	11.68	2.492	30.48	3	si	25	6.05
Variante Proctor de SOP	Secado al aire y cribado por la malla número 4	10.16	11.68	2.490	30.48	3	si	30	6.05

Unas de las problemáticas más serias que se han puesto a las pruebas de compactación por impacto estriban que su representatividad se ven afectadas por las condiciones de confinamiento muy rígidas que impone el molde al suelo colocado en su interior, la posibilidad de desplazamiento de las partículas del suelo, haciéndolas distintas que las que se tienen en campo, donde el confinamiento lateral es mucho menor.

Los hechos fundamentales que rigen la compactación de laboratorio en pruebas por impacto, que a energía creciente se obtiene mayor peso volumétrico seco máximo a un contenido de agua menor al óptimo, cuando se tiene un contenido de agua por arriba del óptimo en la compactación tiene repercusión en el peso volumétrico seco logrado, en tanto que debajo del contenido óptimo de agua, es muy considerable el efecto del aumento de la energía de compactación.

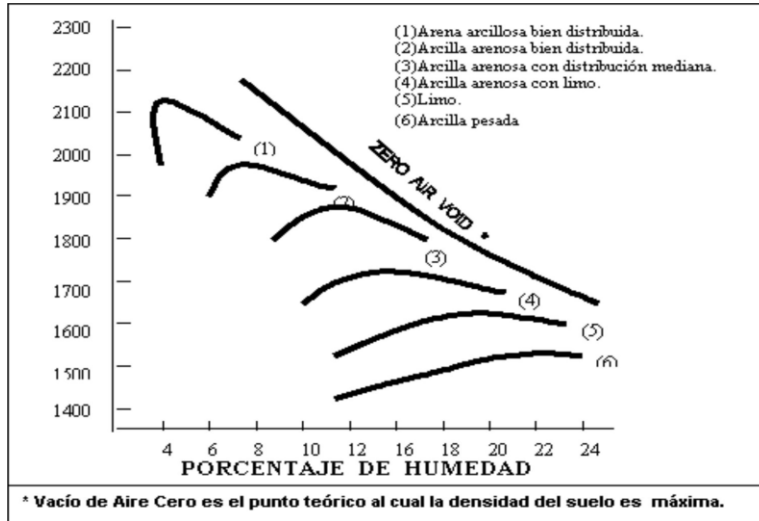


Ilustración 19 Curva de compactación para 6 suelos utilizando la prueba Proctor

Se tiene una gran ventaja de una arena bien graduada, en donde las partículas finas pueden acomodarse entre los huecos de las grandes, en suelos gruesos con contenidos de hasta el 25% de un agregado de un solo tamaño de hasta 2.5 cm, tiene poco efecto la compactación, en porcentajes mayores del mismo tamaño de partículas hacen decrecer con rapidez los pesos volumétricos alcanzados.

Cuando ocurren los máximos cambios de volumen es que se está cerca de la saturación, pero la capacidad de absorber agua decrece cuando también disminuyen los porcentajes de aire en los vacíos.

Las formas de las curvas de compactación obtenidas se consideran regulares cuando se presenta el contorno parabólico como se muestra en la siguiente gráfica donde se relaciona el peso volumétrico seco, el contenido de agua y la curva de saturación, pero muchos suelos de arenas uniformes y ciertas arcillas coloidales altamente plásticas exhiben con frecuencia curvas de compactación de forma muy irregular. La forma de la curva puede también estar ligada a la energía de compactación, por ejemplo, en las arcillas de alta plasticidad, la forma irregular obtenida en las pruebas Proctor estándar suele tornarse muy regular cuando se usa la prueba Proctor modificada.

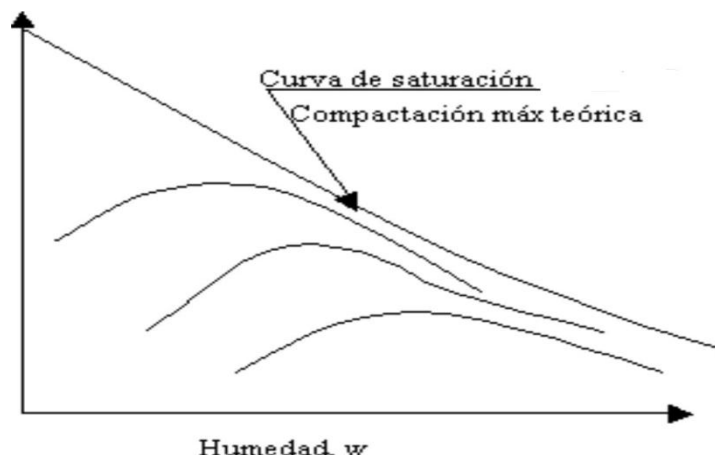


Ilustración 20 Gráfica de compactación máxima y curva de saturación

Para todos los suelos al eficiencia de un aumento de la energía de compactación va disminuyendo a medida que se opera a niveles mas altos de energía.

La experiencia de campo indica que en muchos suelos es muy difícil de sobrepasar el 100% de compactación con base en la prueba modificada en tanto que con otros es mas fácil lograrlo.

Es claro tomar en cuenta que existe una relacion de porcentajes de pruebas de compactación estándar y modificadas, siendo la modificada la que se tome como un 100%, el suelo es el principal factor para definir la relación entre ambas pruebas. Es de consideración los acercamientos que ocurren entre los resultados de las dos pruebas en materias granulares.

Se puede obtener para un mismo suelo grandes diferencias, tanto en peso volumétrico seco máximo como en contenido óptimo de agua, al aplicar diferentes métodos de compactación.

1.2.1.1 Pruebas Proctor

Las pruebas permiten determinar la curva de compactación de los materiales para las terracerías y a partir de estas inferir su masa volumétrica seca máxima y su contenido de agua óptimo. Consiste en determinar las masas volumétricas secas de un material compactado con diferentes contenidos de agua, mediante la aplicación de una misma energía de compactación en una prueba dinámica y, graficando los puntos correspondientes a cada determinación, trazar la curva de compactación del material.

Para tener una clara forma de cómo realizar una prueba Proctor se tuvo que basar en las siguientes normas y manuales.

Materiales para terraplén	N-CMT-1-01
Materiales para subyacente.....	N-CMT-1-02
Materiales para subrasante.....	N-CTM-1-03
Muestreo de materiales para terracerías.....	M-MMP-1-01
Secado, disgregado y cuarteado de muestras.....	M-MMP-1-03
Contenido de agua.....	M-MMP-1-04
Densidades relativas y absorción.....	M-MMP-1-05
Granulometría de materiales compactables para terracerías.....	M-MMP-1-06

El equipo para la ejecución de las pruebas estará en condiciones de operación, calibrado, limpio y completo en todas sus partes. Todos los materiales a emplear serán de alta calidad.

Los moldes de forma cilíndrica, de volúmenes V y masas W , conocidos, provistos de una placa metálica a la cual se aseguran el cilindro y una extensión o collarín removible con diámetro interior a igual a del cilindro, con la forma y dimensiones indicadas en la figura siguiente dependiendo de la variante de prueba, según lo indicado en la siguiente tabla.

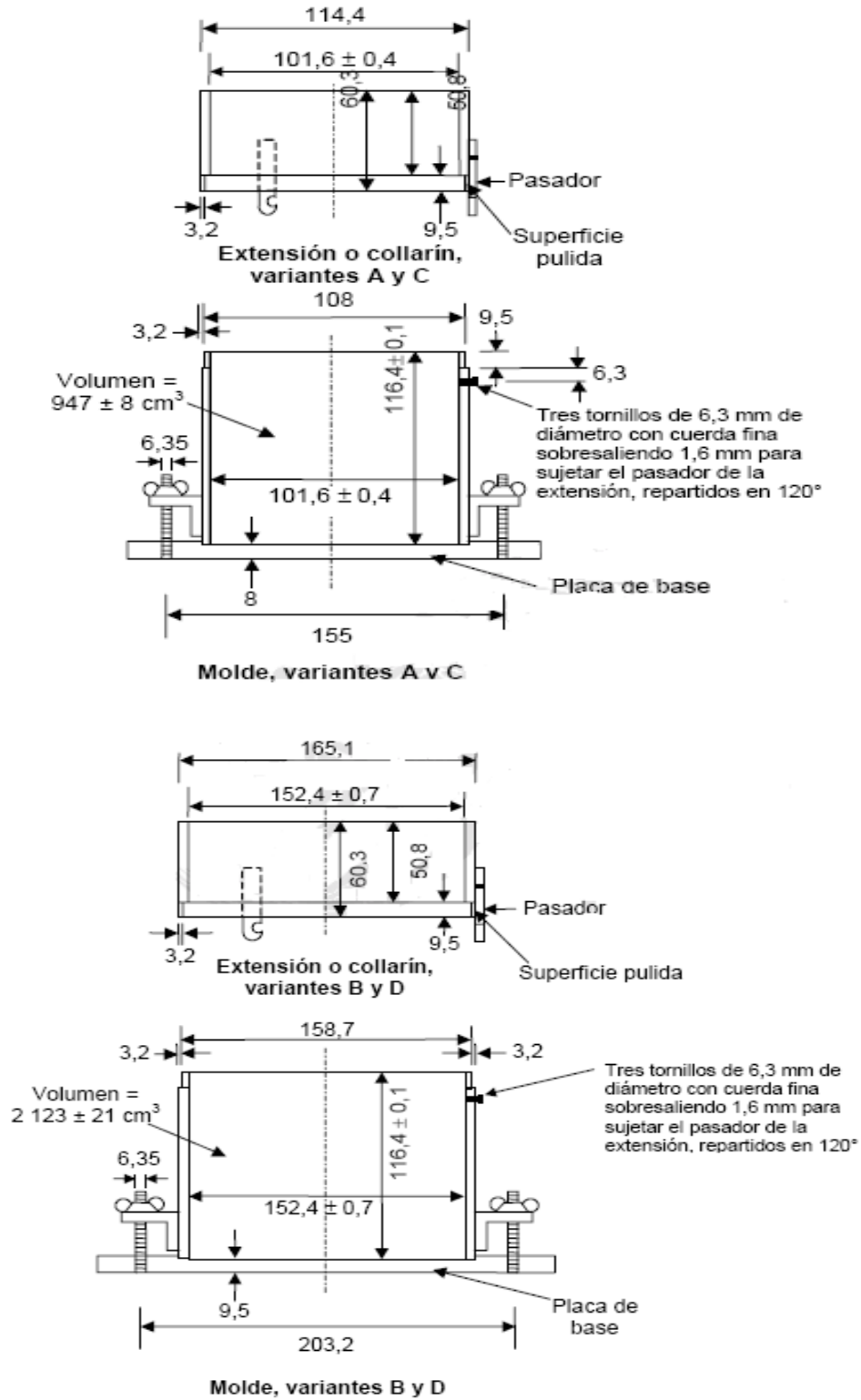


Ilustración 21 Moldes cilíndricos para las pruebas de compactación AASTHO

Los pisones son metálicos, con cara inferior de apisonado circular de 50,8 mm de diámetro, acoplados a una guía metálica tubular, como el mostrado en la ilustración 22 y con las características indicadas en la tabla 3 que se menciona a continuación, de acuerdo con el tipo de prueba de que trate.

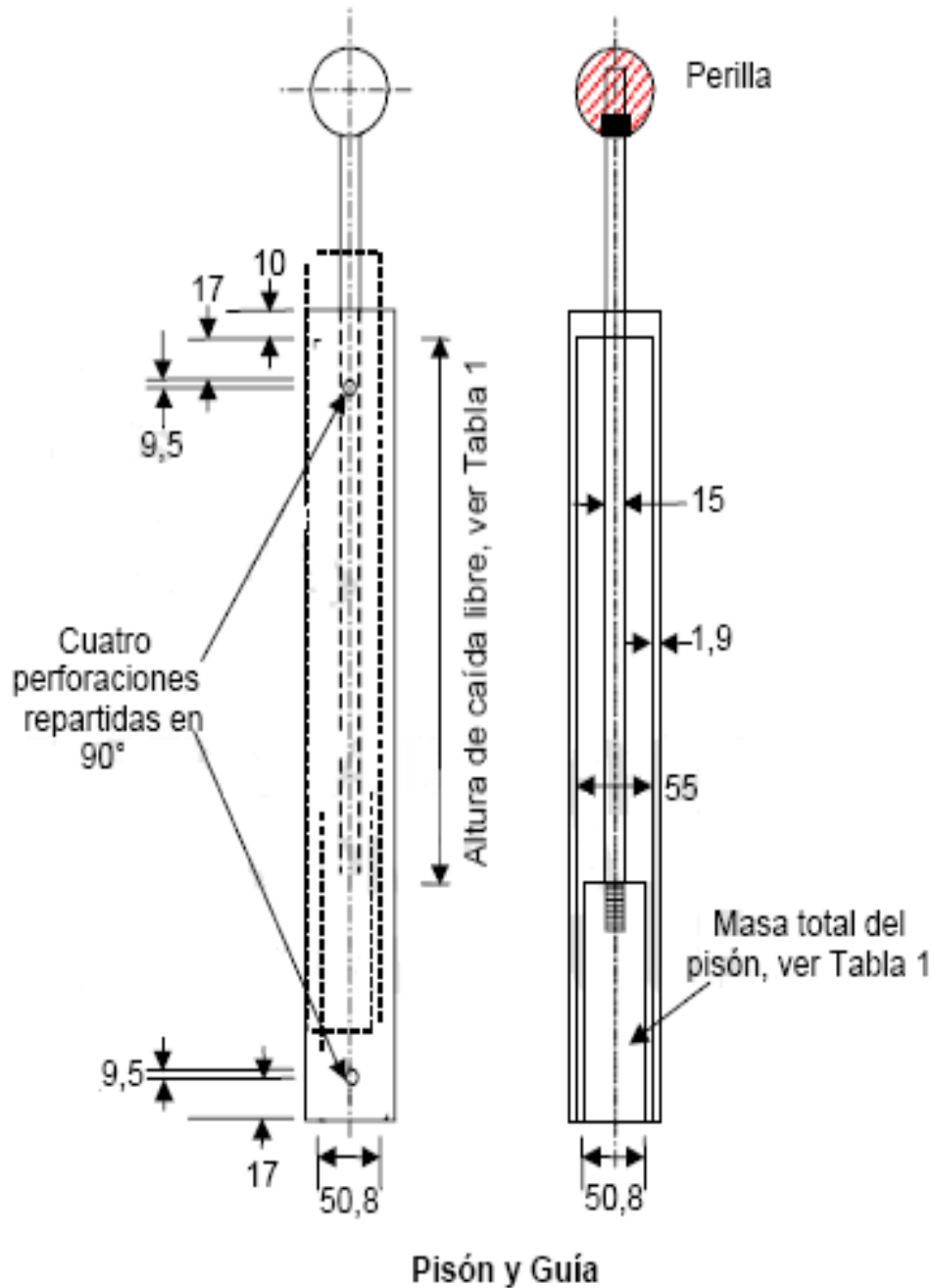


Ilustración 22 Dimensiones de pisones metálicos usados para compactación

Regla

Metálica, de arista cortante, de aproximadamente 25 cm de largo.

Balanza

Una con capacidad mínima de 15 kg y aproximación de 5 g; otra con capacidad mínima de 2 kg y aproximación de 0,1 g.

Horno

Eléctrico o de gas, con capacidad suficiente para contener el material de prueba, con termostato capaz de mantener una temperatura de 105°C y aproximación de $\pm 5^\circ\text{C}$.

Base Cúbica

De concreto o de otro material de rigidez similar con dimensiones mínimas de 40 cm por lado.

Probetas

Una con capacidad de 500 cm³ y graduaciones a cada 10 cm³; otra con capacidad de 1 000 cm³ y graduaciones a cada 10 cm³.

Mallas $\frac{3}{4}$ " y n°4

Fabricadas con alambres de bronce o de acero inoxidable, tejidos en forma de cuadrícula, con abertura nominal de 19 y 4,75 mm respectivamente, que cumplan con las tolerancias indicadas en la Tabla 1 del Manual M-MMP-1-06, Granulometría de Materiales Compactables para Terracerías. El tejido estará sostenido mediante un bastidor circular metálico, de lámina de bronce o latón, de 206 \pm 2 mm de diámetro interior y 68 \pm 2 mm de altura, sujetando la malla rígida y firmemente mediante un sistema de engargolado de metales, a una distancia de 50 mm del borde superior del bastidor.

Cápsulas

Metálicas, con tapa.

Charolas

De lámina galvanizada, de forma rectangular de 40 \times 70 \times 10 cm.

Cucharón

De 20 cm de largo, 11 cm de ancho y 10 cm de altura, formando un paralelepípedo rectangular con sólo cuatro caras, cuya cara menor lleva acoplado un mango metálico de sección circular de 13 cm de largo.

Aceite

Para lubricar las paredes de los moldes.

Variantes de las pruebas

Las pruebas se pueden realizar con una de las siguientes cuatro variantes, según se muestra en la Tabla 3.

Variante A, que se aplica a materiales que pasan la malla N°4 (4,75 mm) y se compactan en el molde de 101,6 mm de diámetro interior.

Tabla 3.- características de las variantes de las pruebas de compactación.

Tipo de pruebas	Estándar		Modificada	
Masa del pisón, kg	2,5 ± 0,01		4,54 ± 0,01	
Diámetro del pisón, mm	50,8		50,8	
Altura de caída del pisón, cm	30,5 ± 0,1		45,7 ± 0,1	
Número de capas	3		5	
Variantes	A y C	B y D	A y C	B y D
Tamaño máximo del material, mm	4,75 (N°4)	19,0 (¾")	4,75 (N°4)	19,0 (¾")
Diámetro int. Del molde, mm	101,6 ± 0,4	152,4 ± 0,7	101,6 ± 0,4	152,4 ± 0,7
Número de golpes por capa	25	56	25	56
Tamaño de la muestra de prueba	4,0	7,5	4,0	7,5

Las variantes a usarse deben indicarse en la especificación para el material que está haciendo probado. Si ninguna variante esta especificada se utilizara la variante A.

Variante B, que se aplica a materiales que pasan la malla N°4 (4,75 mm) y se compactan en el molde de 152,4 mm de diámetro interior.

Variante C, que se aplica a materiales que pasan la malla ¾" (19 mm) y se compactan en el molde de 101,6 mm de diámetro interior.

Variante D, que se aplica a materiales que pasan la malla ¾" (19 mm) y se compactan en molde 152,4 mm de diámetro interior.

PREPARACIÓN DE LA MUESTRA

La preparación de la muestra de materiales para terracerías, obtenida según se establece en el Manual M·MMP·1-01, Muestreo de Materiales para Terracerías, se hace de la siguiente manera:

De acuerdo con lo indicado en el Manual M·MMP·1-03, Secado, Disgregado y Cuarteo de Muestras como se muestra en la fotografía 1, se separa por cuarteos una porción representativa de aproximadamente 4 kg para las variantes A y C, y de aproximadamente 7,5 kg, para las variantes B y D.



Fotografía 1 Secado y cuarteado del material a compactar

En el caso de las variantes A y B, el material se criba a través de la malla N°4 (4,75 mm), mientras que para las variantes C y D el material se criba a través de la malla ¾" (19 mm); en ambos casos se efectúa el cribado en forma manual, colocando la fracción que pasa en una charola y desechando el retenido.



Fotografía 2 Cribado a través de la malla número 10

Se homogeniza perfectamente el material que constituye la porción de prueba como lo indica la fotografía 2.



Fotografía 3 Homogenización del material a compactar

Procedimiento de las pruebas

A la porción preparada, se le agrega la cantidad de agua necesaria como se muestra en la fotografía 4, para que una vez homogeneizada, tenga un contenido de agua inferior en 4 a 6% respecto al óptimo estimado.



Fotografía 4 Suministro de agua requerida para preparar la muestra

En el caso de que se hayan formado grumos durante la incorporación del agua, se revuelve el material hasta disgregarlo totalmente como se puede ver en la fotografía 5. Se mezcla cuidadosamente la porción para homogeneizarla y se divide en tres fracciones aproximadamente iguales, en el caso de la prueba estándar y en cinco porciones para la prueba modificada.



Fotografía 5 Homogeneizando el material con el agua agregada



Fotografía 6 La muestra se coloca en bolsas y se deja reposar por 24 horas en el cuarto de curado

Se coloca una de las fracciones de material en el molde de prueba seleccionado de acuerdo con la variante de que se trate, con su respectiva extensión, el cual se apoya sobre el bloque de concreto para compactar el material con el pisón que corresponda, aplicando 25 golpes para el caso de las variantes A y C ó 56 golpes para las variantes B y D, repartiendo uniformemente los golpes en la superficie de la capa, como se muestra en la fotografía 7. Para el caso de la prueba estándar se utiliza el pisón de 2,5 kg, con una altura de caída libre de 30,5 cm y para el caso de la prueba modificada, la masa del pisón y la caída libre serán de 4,54 kg y 45,7 cm, respectivamente. Se escarifica ligeramente la superficie de la capa compactada y se repite el procedimiento descrito para las capas subsecuentes.



Fotografía 7 Bloque de concreto utilizado para la compactación

Una vez terminada la compactación de la capa, se tiene que hacer un raspado de la capa terminada para tener una mejor adherencia entre capas compactadas como se ilustra en la fotografía 8.



Fotografía 8 Raspado de la capa compactada

Enseguida se coloca el material para empezar la compactación de la próxima capa, como se ve en la fotografía 9. Cabe mencionar que el material utilizado para la compactación debe de estar contenido en una charola y cubierto con una franela húmeda para que no pierda humedad.



Fotografía 9 Añadiendo material a compactar



Fotografía 10 Compactación del material con el pisón

Terminada la compactación de todas las capas, se retira la extensión del molde y se verifica que el material no sobresalga del cilindro en un espesor promedio de 1,5 cm como máximo; de lo contrario la prueba se repetirá utilizando de preferencia una nueva porción de prueba con masa ligeramente menor que la inicial. En el caso de que no exceda dicho espesor, se enrasa cuidadosamente el espécimen con la regla metálica como se detalla en las siguientes fotografías 11,12 y 13.



Fotografía 11 Retiro de la extensión del molde Proctor



Fotografía 12 Retiro del collarín del molde Proctor



Fotografía 13 Enrasado del molde con una regla metálica

Elaboración del espécimen de prueba

A continuación, se determina la masa del cilindro con el material de prueba y se registra como W_i , en gramos como se muestra en las fotografías 14 y15, anotándola en una hoja de registro.



Fotografía 14 Pesaje del cilindro con el material



Fotografía 15 Retiro del material compactado del cilindro

Se saca el espécimen del cilindro, se corta longitudinalmente y de su parte central se obtiene una porción representativa para determinar su contenido de agua (w) como se muestra en la fotografía 16, de acuerdo con el procedimiento indicado en el Manual M-MMP-1-04, Contenido de Agua; se registran los datos correspondientes a esta determinación en la misma hoja de registro como la mostrada la Figura.



Fotografía 16 Toma de muestra para el contenido de agua



Fotografía 17 Limpieza del molde Proctor para la siguiente prueba

Se incorporan las fracciones del espécimen al material que sobró al enrasarlo, en su caso, se disgregan los grumos, se agrega aproximadamente 2% de agua con respecto a la masa inicial de la porción de prueba y se repiten los pasos descritos anteriormente.



Fotografía 18 Pesaje de la siguiente muestra para la compactación



Fotografía 19 Preparación del material para la siguiente prueba

Con la misma porción de prueba se repite lo indicado, incrementando sucesivamente su contenido de agua, hasta que dicho contenido sea tal que el último espécimen elaborado presente una disminución apreciable en su masa con respecto al anterior. Para definir convenientemente la variación de la masa volumétrica de los especímenes elaborados respecto a sus contenidos de agua, se requiere compactar cuatro o cinco especímenes, que en la segunda determinación la masa del cilindro con el espécimen húmedo, sea mayor que en la primera y que en la penúltima determinación sea mayor que en la última.

En materiales degradables es conveniente preparar muestras de prueba diferentes para cada determinación.

Cálculos y resultados

En la hoja de registro como la mostrada en la Figura antes descrita, se anota la masa volumétrica del material húmedo de cada espécimen; para calcularla se emplea la siguiente expresión:

$$\gamma_m = \frac{W_i - W_t}{V} \times 1000$$

Donde:

γ_m = Peso volumétrico del material húmedo, (kg/m³)

W_i = Peso del cilindro con el material húmedo compactado, (gr)

W_t = Peso del cilindro, (gr)

V = Volumen del cilindro, (cm³)

Se calcula y se registra en la hoja de registro como la mostrada, la masa volumétrica seca de cada espécimen, empleando la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{100 + \omega} \times 100$$

Donde:

γ_d = Peso volumétrico seco del espécimen, (kg/m³)

γ_m = Peso volumétrico del material húmedo, (kg/m³)

w = Contenido de agua del espécimen, (%)

Se construye una gráfica como la incluida en la hoja de registro que se muestra en la Figura, en la que en el eje de las ordenadas se indican los pesos volumétricos secos (γ_d) y en el de las abscisas los contenidos de agua (w), se dibujan los puntos correspondientes a cada espécimen, los que se unen con una línea continua de forma aproximadamente parabólica denominada curva de compactación, la que determina la variación de la masa volumétrica seca del material para diferentes contenidos de agua y una misma energía de compactación.

Se determinan y reportan la masa volumétrica máxima seca del material, $\gamma_{d\text{máx}}$, en kg/m³ y su contenido de agua óptimo, w_o , en %, que se obtienen en forma gráfica de la curva de

compactación: La ordenada en el punto más alto de dicha curva representa la masa volumétrica seca máxima $\gamma_{dm\acute{a}x}$ y la abscisa de ese punto, el contenido de agua óptimo, w_0 .

En caso necesario, se determina la curva de saturación teórica del material, para lo que se calculan los contenidos de agua para las masas volumétricas secas, γ_d , con los que el material compactado quedaría saturado, γ_{dsat} . Este cálculo se realiza para 4 masas volumétricas secas diferentes, utilizando la siguiente expresión:

$$w_{sat} = \left(\frac{\gamma_0}{\gamma_d} - \frac{1}{s_s} \right) \times 100$$

Donde:

w_{sat} = Contenido de agua para el cual el material, en las condiciones de compactación, estaría saturado, (%)

γ_d = Masa volumétrica seca del material compactado, (kg/m^3)

s_s = Densidad relativa de sólidos del material, determinada según corresponda al tamaño de sus partículas, como se indica en el Manual M-MMP-1-05, Densidades Relativas y Absorción

γ_0 = Masa volumétrica del agua destilada a 4°C, (kg/m^3), considerada en la práctica como 1000 kg/m^3

En la misma gráfica que contiene la curva de compactación, se dibujan y unen con una línea continua, los puntos correspondientes a las masas volumétricas secas del material y los contenidos de agua para los cuales estaría teóricamente saturado, calculados como se indica anteriormente, obteniéndose la curva de saturación teórica; se verifica que la curva de compactación no corte la curva de saturación teórica. En la gráfica, se muestran las curvas de 100% de saturación teórica típicas correspondientes a materiales cuyas densidades relativas varían de 2,4 a 2,8. Es usual trazar también las curvas correspondientes a grados de saturación teórica de 90 y 95 %, las que si pueden ser cortadas por la curva de compactación. Para simplificar los cálculos que definen la curva de 100% de saturación teórica, dependiendo de la densidad de sólidos del material, los datos pueden tomarse de la gráfica.

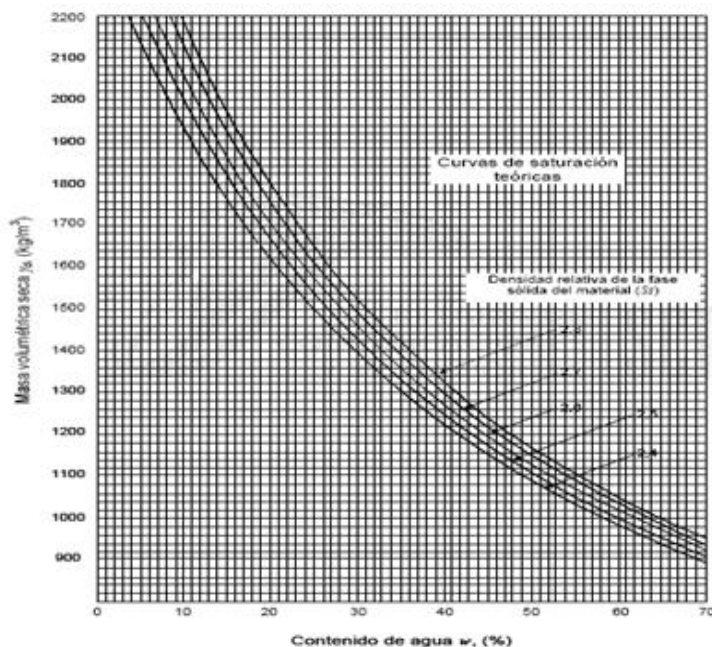


Ilustración 23 Curvas típicas de saturación teórica

Precauciones

Para evitar errores durante la ejecución de las pruebas, se observan las siguientes precauciones:

Que las pruebas se realicen en un lugar cerrado, con ventilación indirecta, limpia y libre de corrientes de aire y de partículas que provoquen la contaminación de las muestras de material.

Que la muestra utilizada para la prueba de compactación, se seque solamente lo necesario para poder disgregarla.

Que durante la compactación, los golpes del pisón se repartan uniformemente en toda la superficie del espécimen, aplicando los golpes sucesivos en puntos diametralmente opuestos, manteniendo la guía en posición vertical, cuidando que la caída del pisón sea libre y que la superficie del mismo se mantenga limpia.

Se hace con muestras donde se controla el contenido de agua en una bolsa de plástico y se deja reposando por 24 horas en un cuarto de curado.

Que el contenido de agua del primer espécimen sea inferior al óptimo y que en cada una de las ramas de la curva mencionada se defina como mínimo con dos puntos.

Errores posibles al realizar la prueba

Los errores más comunes que pueden afectar los resultados de estas pruebas pueden ser:

El mezclado incompleto del suelo con el agua o la incompleta destrucción de grumos en el suelo.

El no repartir uniformemente los golpes del pisón sobre la superficie del la muestra a compactar.

Las muestras tomadas para determinación del contenido de humedad no sean representativas del material compactado. En caso de que se requiera una seguridad mayor se puede determinar el contenido de agua de todo el material del molde.

El no determinar el número suficiente de puntos como definir la curva de compactación.
El continuo uso del material de compactación.

1.2.2 Pruebas por amasado

El método de compactación por amasado usado en el laboratorio es la prueba denominada “miniatura” que desarrolló S. D. Wilson en la universidad de Harvard, en los Estados Unidos.

En estos casos se busca reproducir en el laboratorio, el efecto que se tiene en muchos rodillos de campo, como son los rodillos pata de cabra o neumáticos en menor escala, con el firme propósito de lograr que el material sufra la misma estructuración interna que adquiere el suelo en campo.

En esta prueba el efecto de amasado se logra al presionar un émbolo de unas determinadas dimensiones contra la superficie de las diferentes capas de las que se constituye la muestra dentro de un molde, el cual tiene las dimensiones necesarias para formar una espécimen apropiado para la realización de las pruebas triaxiales convencionales; en cualquier aplicación se transmite al émbolo una presión constante, lo que se consigue cuando se le adapta un resorte calibrado, que permite saber el momento en que se aplica tal presión. Esta prueba se puede realizar en suelos de máximo 2 mm, lo que no puede ser un inconveniente, porque su campo de aplicación es en suelos finos, como son suelos arcillosos.



Ilustración 24 Equipo de compactación Harvard o "miniatura"

Preparación de la muestra

La prueba miniatura Harvard se ha desarrollada para ser utilizada en suelos finos como se mencionó anteriormente y no se ha intentado en la aplicación en suelos mayores a 2 mm. En esta prueba se requieren entre 1 y 1.5 kg de material para obtener una curva de peso específico contra contenido de agua definida con 6 u 8 puntos.

La preparación del suelo para dicha prueba es similar a otra prueba de compactación. Por lo que se colocan diferentes porciones de suelo en recipientes con aproximadamente con el contenido de agua deseado para la prueba a realizar, dejándola reposar unas 24 horas antes de empezar a compactarla. Esto garantiza una buena mezcla del agua y los suelos finos, lo que produce mejores resultados en la prueba, en los suelos donde se absorbe rápidamente el agua con resistencias en estado seco generalmente bajas, es suficiente mezclar el agua inmediatamente antes de empezar la prueba. Esta preparación de la prueba debe de ajustarse a las condiciones que se tendrán en campo para una mejor representatividad de los resultados y de la incorporación del agua en campo.

Procedimiento de la prueba.

Este procedimiento se pronuncia de forma general a continuación:

Con el molde ajustado a su base y provisto de su extensión colóquese en él la cantidad requerida de suelo en estado suelto, nivélese la superficie presionándola ligeramente con un pisón de hule.

Después de ajustar apropiadamente el resorte del pisón, insértese en el suelo el émbolo del pisón y presione hasta que el suelo empiece a comprimirse. Quítese la presión, se cambia el émbolo de posición y se vuelve a presionar, repartiendo la presión aplicada uniformemente en la superficie de la capa, hasta completar el número de aplicaciones deseado.

Se agrega la siguiente capa y repetir las operaciones indicadas anteriormente, se continua hasta obtener el número deseado de capas. La capa superior debe sobresalir por lo menos 1 cm por encima del molde, entrando en la extensión metálica del mismo.

Se lleva el conjunto del molde al aditamento para que se retire su extensión, presionando firmemente el émbolo del mismo aparato y a la vez se acciona el mecanismo extractor, se suelta el collar metálico del molde y del suelo compactado.

Se quita el molde de su base y se enrasa el borde superior cuidadosamente usando una regla metálica, verificando con la misma regla el enrasamiento del borde inferior del molde.

Se pesa el molde que contiene al suelo compactado, con una báscula de aproximación de 0.1 g.

Se extrae la muestra del molde utilizando el extractor y se coloca en un recipiente apropiado, como una cápsula, para que sea introducida en el horno a fin de que se determine su contenido de agua. Si el material se ocupa para determinar otros puntos de la curva de compactación, el contenido de agua deberá de determinarse del material excedente del borde superior del molde.

Se compactan los siguientes especímenes con contenidos de agua crecientes, hasta que el peso húmedo de la muestra vaya decreciendo, lo que indica que se ha sobrepasado el contenido de agua óptimo.

El peso específico seco correspondiente a cada contenido de agua podrá calcularse con la siguiente expresión:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{100 + \omega} \times 100$$

Que es la misma utilizada en las pruebas Proctor.

Se dibuja la curva de compactación.

También se puede variar el procedimiento de compactación variando el número de aplicaciones del pisón por capa, la presión aplicada o el número de capas.

Comparación y criterios de selección para las pruebas de laboratorio.

Para elegir una determinada prueba de laboratorio que sirva como base de proyecto o como norma de control en un proceso de compactación, los criterios se basan en la representatividad de las pruebas que se pueden obtener sobre resultados comparativos de procesos de compactación en campo y en el laboratorio.

El problema de la selección de la prueba de laboratorio apropiada puede expresarse en términos sencillos, ya que se trata de elegir la prueba que pueda reproducir la relación entre pesos volumétricos y contenidos de agua y sobre todo la estructura del suelo en campo, además, que permita estudiar el efecto de las condiciones de compactación en los suelos particulares que vayan a usarse, con el fin de definir de forma racional las condiciones en las que se lleve a cabo el proceso de compactación de campo.

Si se tiene el caso de un suelo fino, con pruebas de amasado se logra la máxima aproximación a la estructura del suelo que se vaya a compactar, esto sea comprobado por comparación de propiedades mecánicas. La compactación por impactos es menos apropiada y menos representativa, pero es probablemente aceptable en el área de vías terrestres aunque no necesariamente, sobre todo con fines de control de calidad, la mayor parte de las diferencias con respecto de la compactación de campo quedan seguramente dentro de las variaciones y desviaciones de los procesos constructivos prácticos.

De esta forma, la selección de la prueba patrón de laboratorio se reduce a escoger la energía de compactación que mejor reproduzca la relación entre el peso volumétrico y los contenidos de agua que se espera obtener en campo. Se tiene que tomar en cuenta que para realizar una prueba de compactación tiene prioridad una prueba de amasado o, cuando menos, dinámica, y se considera poco apropiado utilizar una prueba estática, cuya representatividad, que puede resultar mucho más problemática.

La elección estándar de la energía que convenga ha de hacerse con base en experiencia previa a pruebas de campo en secciones representativas a escala natural. Ayudará a conseguirlo toda la información que se pueda obtener sobre resultados comparativos de pruebas de laboratorio y procesos de campo.

1.3 Control de compactación en campo

El primer paso para aspirar a realizar un buen trabajo de compactación es conocer razonablemente bien los suelos que se vayan a compactar, esto se logra mediante la exploración general que se realice a lo largo de la línea, con el objeto de producir el estudio geotécnico del proyecto, y por la exploración particular que se efectuó en los bancos de donde se extraerán los materiales. Para estos fines se tendrán que recabarse muestras representativas y completas de alrededor de 40 o 50 kg, a fin de realizar con ellas las investigaciones de laboratorio.

La humedad natural del suelo en el campo es un dato importante. También lo será la información que se logre obtener por la curva de compactación, siguiendo el procedimiento de laboratorio que se estime reproduce mejor las condiciones de campo.

También se deben investigar las características de expansión y contracción por secado del suelo, para fijar el porcentaje de cambio de volumen que puede sufrir el suelo, si se utiliza en operaciones de vías terrestres, la expansión deberá estudiarse en especímenes compactados y saturado, y la contracción secando el suelo compactado.

La elección del equipo de compactación es fundamental. Antes de la elección, además de las características del suelo que se vaya a compactar, de las cuales se deberán ponderar cuidadosamente las condiciones estructurales que se desea obtener, de acuerdo con las condiciones de la obra que se construya y con la ubicación de la zona. Las consideraciones más importantes que se deben considerar antes de elegir el equipo apropiado para un determinado caso se podrían considerar las siguientes:

- Tipo de suelo que se tenga en campo
- Que se tengan diferentes tipos de suelo en la obra a realizar
- Tamaño de la obra a ejecutar, así como la importancia de realización
- Especificaciones de tipo de compactación fijadas en proyecto
- Tiempo de ejecución de los trabajos
- Equipos de compactación con los que se cuentan para realizar los trabajos

La selección de un equipo de compactación es fundamentalmente un asunto de economía, también sobre las características y los campos de aplicación de los diferentes equipos disponibles para compactar y de su enorme campo de aplicación entre unos equipos y otros, el desarrollo de los equipos ha sido regido por impulsos comerciales y muy pocas veces se ha realizado en base de un estudio científico. Se debe de tener varias alternativas de equipo de compactación, de las cuales se debe de decidir la combinación más favorable a los intereses económicos, la que lleve a satisfacer al mínimo costo los requisitos de calidad del proyecto.

En la siguiente tabla que se muestra a continuación está referida del libro de “Ingeniería de suelos en las vías terrestres” del autor Alfonso Rico, trata de mostrar las características de utilización de los suelos, no sólo en lo que respecta al problema de compactación, y otros varios.

Se debe de tener en cuenta que esta tabla no es un criterio forzoso para la elección del tipo de maquinaria a utilizar, ya que solo en una información de carácter general y condensado aunque puede ayudar para formarse un criterio.

Pero no exime de la obligación de realizar todos los estudios de detalle que se requieran para definir claramente las condiciones concretas a las que se haya de enfrentarse en una obra en particular.

Tabla 4. Características de utilización de suelos, agrupados según sucs.

símbolo	Características de compactibilidad	Peso volumétrico seco máximo. Típico (proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén	Características como subrasante	Características como base	Características como pavimento provisional	
								Con revestimiento ligero	Con tratamiento asfáltico
GW	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático, Respuesta perceptible al bandeado con tractor	1.9 a 2.1	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Muy estable	Excelente	Muy buena	Regular a mala	Excelente
GP	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático, . Respuesta perceptible al bandeado con tractor	1.8 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Estable	Buena a excelente	Regular a mala	Pobre	Regular
GM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra ligeros	1.9 a 2.2	Ligera	Semipermeable. Drenaje pobre	Estable	Buena a excelente	Regular a mala	Pobre	Regular a pobre
GC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra	1.8 a 2.1	Ligera	Impermeable. Mal drenaje	Estable	Buena	Regular a buena	Excelente	Excelente
SW	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios	1.7 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Mal drenaje	Muy estable	Buena	Regular a mala	Regular a mala	Buena
SP	Buena. Rodillos neumáticos o vibratorios	1.6 a 1.9	Prácticamente nula	Permeable. Buen drenaje	Razonablemente estable en estado compacto	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala
SM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra	1.7 a 2.0	Ligera	Impermeable mal drenaje	Razonablemente estable en estado compacto	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala
SC	Buenas a regulares. Rodillos	1.6 a 2.0	Ligera a media	Impermeable mal drenaje	Razonablemente estable	Regular a buena	Regular a mala	Excelente	Excelente

	neumáticos o para de cabra									
ML	Buenas a malas.	1.5 a 1.9	Ligera media	a	Impermeable mal drenaje	Mala estabilidad si no está muy compacto	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
	Rodillos neumáticos o para de cabra									
CL	Buenas a regulares.	1.5 a 1.9	Media		Impermeable no drenada	Buena	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
	Rodillos neumáticos o para de cabra									
OL	Regulares a malas.	1.3 a 1.6	Media alta	a	Impermeable mal drenaje	Inestable Debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	Muy mala	Muy mala
	Rodillos pata de cabra o neumáticos									
MH	Regulares a malas.	1.1 a 1.6	Alta		Impermeable mal drenaje	Inestable debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	Muy mala	Muy mala
	Rodillos pata de cabra o neumáticos									
CH	Regulares a malas.	1.3 a 1.7	Muy alta		Impermeable no drenada	Regular vigílese la expansión	Mala o muy mala	No debe usarse	Muy mala	No debe usarse
	Rodillos pata de cabra									
OH	Regulares a malas.	1.0 a 1.6	Alta		Impermeable no drenada	Inestable Debe evitarse su uso	Muy mala	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse
	Rodillos pata de cabra									
Pt	No debe usarse		Muy alta		Regular o mal drenaje	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse

Para estar seguros de contar con un proyecto adecuado no basta con emplear un estándar de compactación alto, basado en un estudio de laboratorio que utilice una prueba de compactación de alta energía específica. La prueba podría no ser representativa del modo de compactación que se utilice en campo, de manera que los suelos compactados en laboratorio con el procedimiento tuviesen la propiedades adecuadas ya que son muy pocos los interesados en saber las propiedades de verdadero interés de los suelos que se compactan, verificando su resistencia, su compresibilidad, o que poseen un buen esfuerzo-deformación, podría ser que el equipo utilizado en campo obtuviese un suelo con propiedades distintas hasta poco adecuadas, para el mismo peso volumétrico.

El peso volumétrico en el campo se fija con base en una prueba de laboratorio. Como una consecuencia de la diferencia esencial que existe entre ambos procesos de compactación y también como consecuencia de todos los problemas que en el campo pudieran presentarse.

El peso volumétrico que se obtiene en la obra no es idéntico al peso volumétrico máximo de la prueba de laboratorio que sirvió de base al estudio. La diferencia entre ambos valores, tradicionalmente se mide con el concepto de grado de compactación. Se puede definir este concepto como el grado de compactación de un suelo compactado en obra en relación de porcentaje, entre el peso volumétrico seco obtenido por la maquinaria de campo y el máximo correspondiente a la prueba de laboratorio en la que se basó el estudio, se debe tomar en cuenta la energía específica de compactación o densidad energética.

El grado o porcentaje de compactación de un suelo se puede obtener mediante la expresión:

$$G_c (\%) = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_{d_{\max}}}$$

Unas instituciones han tomado en cuenta, que si un material que fue depositado en obra, puede llegar a tener un grado de compactación antes de sufrir una compactación, según con la fórmula si otro material en las mismas condiciones puede tener un grado diferente de compactación, si este último se compacta hasta alcanzar el mismo grado que el primero se podría decir que están en igual de condiciones de compactación, sin embargo esto es falso, pues el primero está en estado suelto, lo que puede afectar su comportamiento mecánico, en tanto que el segundo ha sido compactado parcialmente, logrando que disminuyera su compresibilidad y aumentara su resistencia, además de adquirir propiedades estructurales diferentes al primero. Por lo tanto se ha adoptado una relación diferente para medir la compactación que alcanza el suelo en campo, la que es llamada compacidad relativa para suelos granulares y que para nuestro caso no es compactable con prueba Proctor y está definida por la siguiente expresión:

$$C. R. (\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{d_{\min}}}{\gamma_{d_{\max}} - \gamma_{d_{\min}}}$$

Donde

$\gamma_{d_{\max}}$ Es el máximo peso volumétrico seco obtenido en las pruebas de laboratorio.

$\gamma_{d_{\min}}$ Es el mínimo peso volumétrico del material

γ_d Es el peso volumétrico del material seco del material compactado en obra.

El concepto de grado de compactación sigue siendo el método más usual para fijar el requisito de compactación que ha de lograrse en campo. El trabajo de compactación de un equipo en campo suele planearse para lograr el grado de compactación especificado en la forma más económica.

Este grado de compactación debe de ser coherente y no imponer requerimientos excesivos, que deban de cumplir el equipo de compactación y la importancia de la obra a realizar, para un mejor cumplimiento de los trabajos sin tener que detener la marcha de la ejecución por continuos ajustes en campo.

Las propiedades que podrían definir el balance óptimo de una compactación se mencionan a continuación:

1. Homogeneidad.
2. Características favorables de permeabilidad.

3. Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas o deformaciones inaceptables.
4. Una resistencia al esfuerzo cortante adecuada para el proyecto.
5. Tener sus propiedades mecánicas en condiciones de saturación adecuada al proyecto.
6. Flexibilidad, que soporten asentamientos diferenciales sin agrietarse.

Para que se cumpla la primera condición depende en gran medida al equipo de compactación de campo y tener un correcto control de los procesos.

En los puntos 3 y 4 son continuamente contrarios con los últimos 3.

Para poder tener una mejor solución a este tipo de problemas que se pueden llegar a encontrar es la compactación con un contenido de agua muy próximo al óptimo de campo. Cuando se tenga que uno de los puntos de requisitos se considere más importante que otro, se debe modificar en el sentido en que convenga la especificación del contenido de agua de compactación, como un ejemplo se consideraría si los puntos 3 y 4 se consideran de mayor interés que en los puntos 5 y 6, deben especificarse un contenido de agua menor que el óptimo, y mayor, en caso contrario.

El punto 5 puede investigarse mediante pruebas triaxiales que se sometan a saturación bajo diversas cargas, así se llegará a un valor mínimo aceptable del contenido de agua de compactación.

Al especificar el mínimo peso volumétrico seco debe considerarse la experiencia acumulada en la construcción de obras similares.

El requisito de compactación se fija en términos del equipo que se vaya a usar, del resultado que se espera obtener o una combinación de ambas. Un determinado requisito requiere un conocimiento detallado de la sensibilidad del suelo compactado a todas las variables de importancia en el proceso de compactación, el contenido de agua es probablemente lo que más influye. Muchas veces el requisito de compactación se omite toda referencia al contenido de agua y entonces tal especificación puede cumplirse con un amplio intervalo de contenidos de agua, ajustándolo al tipo de equipo y al modo de empleo. Pero también el suelo que se compacte puede tener una amplia variedad de comportamientos, independientemente de que se alcance el mismo peso volumétrico seco.

La humedad de compactación es un valor fundamental en cualquier proceso de campo. Existe un contenido de agua óptimo, para el cual la eficiencia de compactación es máxima en determinadas condiciones. Pero es común ver que se trate al concepto de humedad óptima como si fuera una constante básica del suelo y no un concepto variable que cambia con el método que se utilice para compactar además de otros factores, siendo con seguridad la energía de compactación la variable específica que más influye en la humedad óptima de un proceso, que al aumentar la energía específica tiende a disminuir la humedad óptima. La humedad óptima depende y varía con el tipo y modo de utilización del equipo de compactación.

Se puede determinar en forma precisa la humedad con la que se debe compactar el suelo en cada caso y con el equipo que vaya a usarse si se hacen terraplenes de prueba, en donde se manejen escalas de 1:1 se compacte el suelo en todas las formas que hagan falta, siguiendo exactamente el tren de trabajo de la obra futura, para definir el propio contenido de agua, el espesor de las capas compactadas, el número de pasadas del equipo y todas las demás variantes que puedan influir en el resultado que se espera obtener. El contenido de agua óptimo correspondiente a la prueba de laboratorio que haya servido como base al proyecto no será igual a la humedad óptima de campo,

podrá servir como una guía o punto de partida para proponer el rango en el que se comenzaran a probar las humedades de campo.

Con frecuencia resulta antieconómico y muy conflictivo el uso de terraplenes de prueba para definir las condiciones idóneas de la compactación de cada pequeño tramo. Entonces se deberá ejercer un criterio y una máxima experiencia, y la única norma general que puede darse es que se esté dispuesto en todo momento a cambiar las normas implantadas y que, y que también se esté alerta en todo el conjunto de variables que puedan afectar el resultado que se espera obtener. El laboratorio se debe usar en forma intensa para verificar las continuas condiciones finales y como calibrador de experiencia y norma de criterio para sugerir cambios en busca de un proceso ideal.

Con frecuencia los suelos han de ser humedecidos o secados en el banco o sobre el terraplén. Por lo general es difícil añadir al suelo más de 1 ó 2% de humedad en el terraplén, y en ocasiones es imposible secarlo ahí mismo, como cuando son húmedas las condiciones climáticas prevalecientes. El humedecimiento es mucho más fácil en el banco. El secado suele hacerse por aireación y a veces se ayuda con mezcladores mecánicos. En todos los casos en que haya variar la humedad original del suelo, lo fundamental es lograr una distribución homogénea del nuevo contenido de agua. Cuando la variación de la humedad se dificulte al grado de no poderse lograr las condiciones previstas por el proyecto, este deberá modificarse correspondientemente.

La energía de compactación queda representada a fin de cuantas para un equipo determinado por el número de pasadas de dicho equipo por un mismo lugar.

Se puede tener un número de pasadas del equipo muchos mayores de las cuales es muy pequeña la ganancia en resultado, aun cuando el número se incremente mucho a gran costo.

Cuando se alcance el número de pasadas crítico sin lograr obtener el requisito de fijado para campo, deberá replantearse el problema, a fin de ver de cual o cuales de los factores debe modificarse.

La velocidad de circulación del equipo de compactación es importante, pero no ha sido suficientemente estudiado, en las recomendaciones que establecen los fabricantes para la velocidad de operación, no hay diferencias fundamentales en el funcionamiento de los equipos. Se tiene que cuando los equipos de compactación circulan con rapidez, lo cual es conveniente desde el punto de vista de economía, hay tendencia a que la superficie superior de la capa quede ligeramente ondulada, pero por lo general esto tiene poca importancia.

En el proceso de compactación es de gran importancia el espesor de la capa compactada, para un determinado suelo, equipo de compactación y el requerimiento del mismo, a medida que aumenta el espesor de la capa aumenta el número necesario de pasadas, resulta más económico satisfacer los requerimientos de la compactación cuanto más gruesa sea la capa de compactada, por lo que en principio debería usarse el mayor espesor posible. Esta regla tiene un límite en la disipación del efecto compactador con el espesor de la capa, cuanto mayor sea el grado de compactación que se exija, más delgadas deberán ser las capas con que se trabaje.

Es frecuente que en trabajos de terracerías los espesores óptimos de capa fluctúen entre los 20 y 30 cm, cuando no se usan equipos vibratorios y que en general permiten capas de mayor espesor.

La liga entre capas sucesivas debe ser debidamente garantizada, que las capas sean horizontales sobre todo en lugares de pendiente transversal importante, para tener resistencia a cualquier deslizamiento. Cada que haya duda sobre la capacidad sobre una superficie determinada para

ligarse en forma conveniente con la capa siguiente, deberá levantar ligeramente la última superficie de la capa compactada antes de tender la siguiente.

También se mencionara brevemente algunos problemas de naturaleza especial relacionados con el problema de compactación de campo:

Compactación de zonas difíciles, inaccesibles para los equipos de compactación.

Esto por lo general se presenta con cierta frecuencia y pueden ocasionar el uso ineficiente de equipos en distancias cortas hasta el empleo de equipos en distancias cortas hasta el empleo de equipos y métodos especiales de rendimiento reducido.

En la construcción de carreteras suele presentarse este problema, en fondo de cañadas profundas y angostas, en que no se justifican caminos de acceso al fondo de la misma por los pequeños volúmenes que hay que compactar. Una práctica común en tales casos es rellenar a volteo el fondo hasta a un nivel a partir del cual pueda trabajarse mecánicamente. El caso se complica cuando se tiene en el fondo de la barranca una obra de drenaje, dicha obra, impone condiciones al material que la rodea y la recubre, en el fondo de barrancas es común, en el caso de carreteras y ferrocarriles, que el material colocado lo constituyan tamaños más o menos gruesos, incluyendo muchas veces fragmentos de roca. Se usan técnicas para compactar estos materiales son las correspondientes a los pedraplenes.

Zonas próximas a puentes, alcantarillas, muros de retención, etc.

Para este tipo de casos los equipos manuales proporcionan buenos resultados. Un caso particular lo constituyen los colchones de protección de las obras de drenaje, los cuales han de constituirse dentro de los requerimientos especiales que estas obras imponen según su tipo.

Compactación en los bordes de los terraplenes

A medida que la construcción de un terraplén progresa en altura, se va presentando el problema de la compactación en sus taludes, por el doble motivo de que el equipo de compactación no puede orillarse demasiado durante su operación y por la falta de confinamiento lateral que se tiene en las zonas de borde. El problema suele resolverse dando una elongación a lo ancho a ambos lados del terraplén, donde quizá sean suficientes 30 a 40 cm, el cual se puede recortar y afinar al final de la construcción.

En los terraplenes muy bajo el problema puede justificarse la adopción de taludes suficientemente tendidos como para que sobre ellos circule el equipo de compactación. Las obras complementarias de drenaje y las de protección con forestación u otros medios pueden ayudar mucho a disminuir los efectos de una mala compactación en los taludes.

Compactación de las primeras capas sobre terrenos blandos

Cuando se vaya a construir una carretera sobre un suelo de cimentación muy blando, suele presentarse el problema de falta de apoyo suficiente para una buena acción del equipo de compactación sobre las primeras capas de la base. El desmonte y despalle adecuados del terreno natural, seguidos de una buena ventilación, cuando las condiciones lo permitan, puede ayudar a resolver el problema, si este no es el caso, podrá construirse en toda la zona de desplante una plantilla de trabajo, preferentemente de material granular fino, con un espesor de 20 a 30 cm, al compactar esta capa se mejorara también la parte superficial del suelo natural, mejorando las condiciones de conjunto. La plantilla de trabajo podrá ser bastante más resistente cuando exista agua permanente, pues en tal caso deberá sobresalir algo de agua.

Se tiene que tomar en cuenta que los suelos arcillosos blandos muchas veces poseen una costra relativamente más firme, producto del secado por evaporación, el remover esta capa o su debilitamiento contribuirá a hacer más difíciles las condiciones de trabajo.

Suelos friccionantes que se tornan movedizos

La experiencia ha mostrado que algunos suelos, tales como limos no plásticos, arenas muy finas o polvo de roca, cuando se compactan en zonas de nivel freático alto atraen agua por capilaridad hasta su superficie y se vuelven movedizos, con pérdida casi total de su resistencia. El mismo efecto puede presentarse en tales suelos si se compactan con un excesivo contenido de agua. Al presentarse el problema, es muy fácil secar estos suelos haciendo incisiones poco profundas y oreo, si se logra eliminar la fuente de agua que los ha saturado, pero es en este punto donde puede ocurrir problemas casi ineludibles, en aéreas pequeñas el problema se puede eliminar con la colocación de una capa de material granular grueso que rompa la capilaridad e impida la subida del agua, en otros casos podrá abatirse el nivel freático por medio de subdrenes laterales de zanja. Cuando todo lo anterior no sea posible, deberá procurarse no alterar al terreno natural y usar sobre estos materiales gruesos apropiados, modificando el proyecto cuando sea necesario.

Problemas derivados de la sobre compactación.

La creencia común de que cualquier aumento en el peso volumétrico seco de un suelo por compactación va acompañado por un mejoramiento general de sus condiciones la desmienten en forma drástica en algunos casos, frecuentes en la práctica, en los que, por el contrario, puede llegar a condiciones francamente desfavorables por compactar los suelos más allá de un cierto límite. No es posible mencionar todo los casos de sobre compactación perjudicial, pero algunos de los más comunes son los siguientes:

Suelos en los que la sobre compactación produce un cambio estructural que los hace inadecuados. Quizá el caso más típico es el de los tezontles, la espuma de basalto, que se utilizan como terraplenes ligeros sobre suelos compresibles blandos. La sobre compactación rompe los fragmentos porosos, produciendo una granulometría más variada y abundante cantidad de finos, todo lo cual puede hacer llegar al material fuertemente compactado a pesos volumétricos incluso más altos que los de cualquier material térreo convencional que se hubiere usado, haciendo perder por completo la ventaja de su utilización.

Materiales expansivos o con un rebote elástico. Los materiales expansivos son fuente de problemas muy graves, sobre todo donde las condiciones climáticas conducen a cambios significativos en el contenido de agua de diferentes épocas del año. También lo son cuando la construcción se efectúa durante la época de secas y el suelo absorbe humedad en la subsecuente estación lluviosa. Si estos suelos se compactan en exceso, se expandirán mucho y generaran presiones de expansión muy grandes al humedecerse tras la compactación, por el contrario, si se compactan con un contenido de agua apropiado y solo hasta un límite justo, las expansiones se podrán reducir al mínimo, para tal fin, el requisito de compactación en general no tendrá nada que ver con el peso volumétrico seco máximo o la humedad óptima de cualquier prueba de laboratorio que se use como prueba de control. Ahora, la humedad y el peso volumétrico apropiados para la compactación deberán determinarse en un estudio de expansión. Es fundamental el control de la humedad de compactación durante el proceso. Otro tanto puede decirse de los suelos que contienen un rebote elástico, por ejemplo bajo el paso cargas en movimiento, este efecto, que conduce a una destrucción rápida del pavimento, por ejemplo, es mucho más notable cuando el suelo se compacta mas allá de un cierto límite, que deberá determinarse también con base en estudios especiales.

2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

2.1 Conceptos Fundamentales

Los suelos, como cualquier material, bajo ciertas sollicitaciones, se comportarán como materiales elásticos, pero en muchas veces tendrá deformaciones mayores de las normales, por lo que será un factor predominante el considerar la plasticidad del suelo.

El suelo puede presentar diversos tipos de fallas tales como: disgregamiento, deslizamiento en líneas de rotura o fluencia plástica.

La resistencia al esfuerzo cortante está representada por la ecuación de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma_0 \tan \phi$$

En la que:

τ = Resistencia al corte del suelo.

c = Cohesión del suelo.

σ_0 = Esfuerzo normal intergranular.

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo, el cual se supone que es constante.

La cohesión puede ser definida como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas, producidas por sus fuerzas intergranulares.

El ángulo de fricción interna es función de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y la forma de los granos y de la presión normal.

La utilización de la ecuación de Coulomb no condujo siempre a diseños satisfactorios de estructuras de suelo. La razón para ello no se hizo evidente hasta que Terzaghi publicó el principio de esfuerzos efectivos $\sigma = \sigma' + u$. Pudo apreciarse entonces que, dado que el agua no puede soportar esfuerzos cortantes sustanciales, la resistencia al corte de un suelo debe ser resultado únicamente de la resistencia a la fricción que se produce en los puntos de contacto entre partículas; la magnitud de ésta depende sólo de la magnitud de esfuerzos efectivos que soporta el esqueleto de suelo. Por tanto, cuanto más grande sea el esfuerzo efectivo normal a un plano de falla potencial, mayor será la resistencia al corte de dicho plano. Entonces si se expresa la ecuación de Coulomb en términos de esfuerzos efectivos, se tiene:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$$

En la cual los parámetros c' y ϕ' son propiedades del esqueleto del suelo, denominadas cohesión efectiva y ángulo de fricción efectiva, respectivamente.

Puesto que la resistencia al corte depende de los esfuerzos efectivos del suelo, los análisis de estabilidad se harán entonces en términos de esfuerzos efectivos. Sin embargo, en ciertas circunstancias el análisis puede hacerse en términos de esfuerzos totales y por lo tanto, en general, se necesitará determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo en esfuerzos efectivos y en esfuerzos totales. Es decir, los valores de c' , ϕ' y c , ϕ . Estos se obtienen, a menudo en ensayos de laboratorio realizados sobre muestras de suelo representativas mediante ensayo de corte directo (ASTM D-3080-72) o el ensayo de compresión triaxial (ASTM D-2850-70).

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo-deformación, debemos tener en cuenta dos tipos de resistencia.

Resistencia máxima o resistencia pico.

Es la resistencia al corte máxima que posee el material que no ha sido fallado previamente, la cual corresponde al punto más alto de la curva esfuerzo-deformación. La utilización de la resistencia pico en el análisis de estabilidad asume que la resistencia pico se obtiene simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla. Sin embargo, algunos puntos en la superficie de falla han alcanzado deformaciones mayores que en otros, en un fenómeno de falla progresiva y asumir que la resistencia pico actúa simultáneamente en toda la superficie de falla puede producir errores en el análisis.

Resistencia residual

Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla.

Skempton (1964) observó que en las arcillas sobreconsolidadas, la resistencia calculada del análisis de deslizamientos después de ocurridos, correspondía al valor de resistencia residual y recomendó utilizar para el cálculo de factores de seguridad, los valores de los parámetros obtenidos para la resistencia residual ϕ_r y c_r . Sin embargo, en los suelos residuales la resistencia pico tiende a ser generalmente, muy similar a la resistencia residual.

Otro factor que determinan las diferencias entre la resistencia pico y la residual es la sensibilidad, la cual está relacionada con la pérdida de resistencia por remoldeo o la reorientación de las partículas de arcilla.

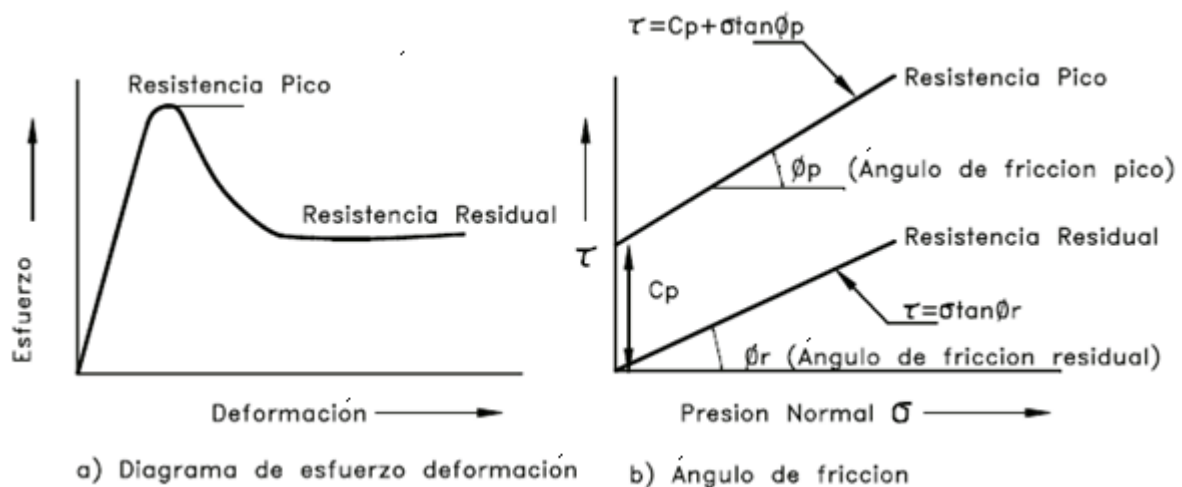


Ilustración 1 Gráfica esfuerzo-deformación y presión cortante-presión normal

En arenas, gravas y limos no plásticos que se denominan como suelos granulares, la cohesión es muy baja y puede en muchos casos considerarse de valor cero y el ángulo de fricción depende de la angulosidad y tamaño de las partículas, su constitución mineralógica y su densidad. Generalmente el ángulo de fricción en suelos granulares varía de 27° a 42°, dependiendo del

tipo de ensayo que se realice. Por ejemplo, en un ensayo triaxial drenado el ángulo de fricción es 4° a 5° medido en un ensayo de corte directo. En arcillas normalmente consolidadas y limos arcillosos se puede considerar la fricción igual a cero y la cohesión como el valor total del esfuerzo de resistencia obtenida. En suelos residuales generalmente, predominan las mezclas de partículas granulares y arcillosas y el ángulo de fricción depende de la proporción grava-arena-limo y arcilla y de las características de cada tipo de partícula presente.

Parámetros de presión de poros.

El análisis de esfuerzos efectivos requiere del conocimiento de las presiones de poro en el campo. Estas presiones de poro pueden ser estimadas si los cambios de esfuerzo dentro del suelo se puede determinar. Para esta estimación se pueden utilizar los parámetros de presión de poros A y B propuestos por Skempton (1954) para calcular las presiones de poro en exceso.

$$\Delta_u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Donde

Δ_u : Exceso de presión de poros

B: Parámetros de presión de poros B

A: Parámetros de presión de poros A

$\Delta\sigma_1$: Cambio de esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma_3$: Cambio de esfuerzo principal menor

Los parámetros A y B deben ser determinados de ensayos de laboratorio o seleccionados por experiencia. Para suelos saturados B se acerca a 1.0 pero su valor disminuye drásticamente con la disminución en el grado de saturación. Los valores del parámetro A dependen de las deformaciones y generalmente, alcanzan valores máximos en el momento de la falla. Suelos normalmente consolidados tienden a agregar excesos de presión de poro positivos durante el corte, en contraste los suelos sobreconsolidados pueden esperarse que generen presiones de poro negativas.

El valor de A está muy influido por el nivel al cual el suelo ha sido previamente deformado, el esfuerzo inicial del suelo, la historia de esfuerzos y la trayectoria de esfuerzos, tales como carga y descarga (Lambe y Whitman, 1969)

Círculo de Mohr

En un análisis de dos dimensiones, los esfuerzos en un punto pueden ser representados por un elemento infinitamente pequeño sometido a los esfuerzos σ_x , σ_y y τ_{xy} . Si estos esfuerzos se dibujan en unas coordenadas σ - τ , se puede trazar el círculo de esfuerzos de Mohr.

En este círculo se definen los valores de σ máximo (σ_1) y σ mínimo (σ_3), conocidos como esfuerzos principales como se ve en la ilustración 26.

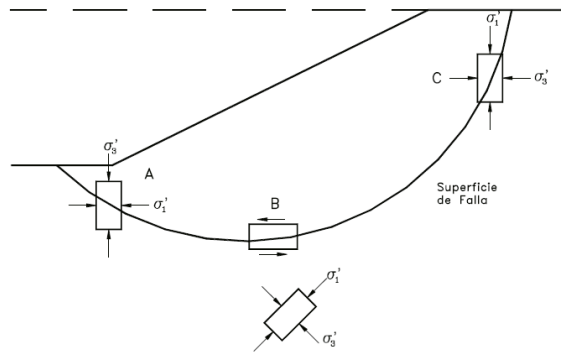


Ilustración 2 Grafico de esfuerzos principales

Para interpretar correctamente el fenómeno de falla al cortante en un talud debe tenerse en cuenta cuál es la dirección de los esfuerzos principales en cada sitio de la superficie de falla. El esfuerzo σ_1 es vertical en la parte superior de la falla y horizontal en la parte inferior.

Envolvente de falla.

El círculo de Mohr se utiliza para representar o describir la resistencia al cortante de los suelos, utilizando la envolvente de falla Mohr-Coulomb, lo cual equivale a que una combinación crítica de esfuerzos se ha alcanzado. Los esfuerzos por encima de la envolvente de falla no pueden existir. La envolvente de falla de Mohr-Coulomb es generalmente una línea curva que puede representarse de la forma:

$$s = A(\sigma')^b$$

donde:

s: Resistencia al cortante

σ' : Esfuerzo total efectivo

A y b: Constantes

En la práctica normal de Ingeniería, esta curva se define como una recta aproximada dentro de un rango seleccionado de esfuerzos, en la cual $s = c' + \sigma' \tan \phi'$

Donde:

c' : Ordenada al eje de resistencia (cohesión)

ϕ' : Pendiente de la envolvente (ángulo de fricción)

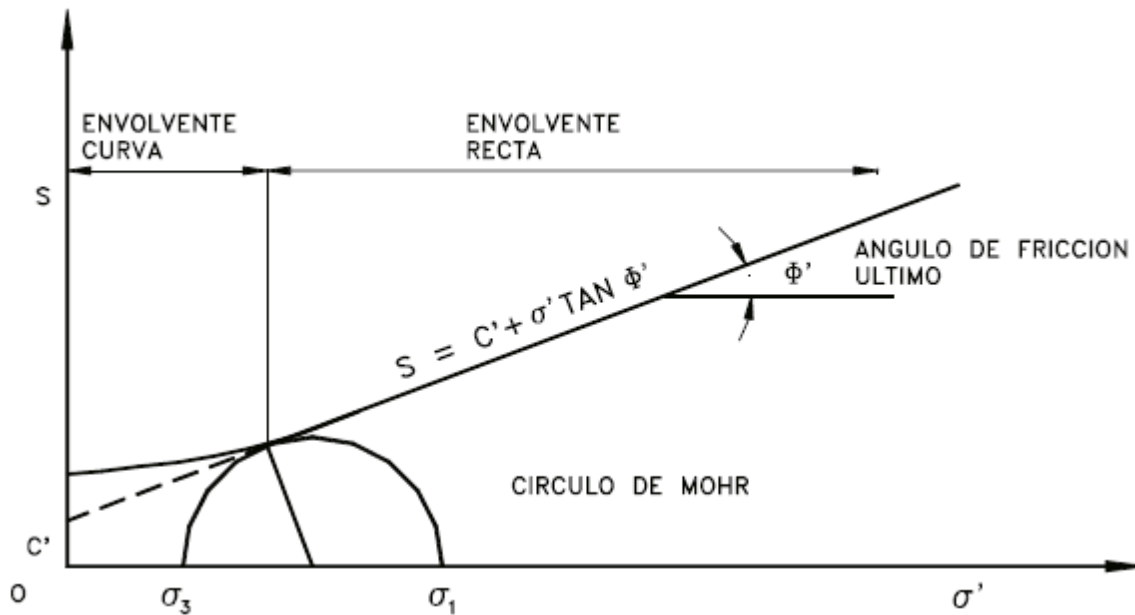


Ilustración 3 Grafica de envoltente de falla

En la mayoría de los suelos la envoltente de falla para niveles de esfuerzos pequeños no es recta sino curva y el error de asumirla como recta puede modificar sustancialmente los resultados de un análisis. En la realidad no existe un ángulo de fricción para esfuerzos normales bajos y es preferible utilizar todos los valores de la envoltente. Sin embargo, los ensayos normales de resistencia al cortante no se realizan con suficientes puntos para determinar las características de la curva en el rango de esfuerzos bajos. Hawkins (1996) indica que es recomendable presentar los ángulos de fricción como una función de las presiones normales.

$\phi' = f(\sigma')$ y $\phi'(\text{último}) =$ pendiente de la recta de la envoltente

El círculo de Mohr puede extenderse también al análisis de suelos parcialmente saturados, teniendo en cuenta las presiones en el agua y el aire en los vacíos (Fredlund 1978).

Trayectoria de esfuerzos.

El método de la trayectoria de esfuerzos permite estudiar el comportamiento del suelo en el campo o en el laboratorio. La trayectoria de esfuerzos muestra estados sucesivos de esfuerzos en un espacio de esfuerzos p-q, donde p y q corresponden a los máximos esfuerzos normales y de cortante en el círculo de Mohr.

Para claridad los círculos de Mohr no se trazan, y solo se traza el diagrama de trayectoria de esfuerzos. Se pueden trazar tres tipos diferentes de trayectorias así (Lee, 1996):

1. Trayectoria de esfuerzos efectivos, la cual pretende presentar el verdadero comportamiento de la muestra de suelo.
2. Esfuerzos totales menos presión de poros estática. Esta trayectoria muestra el estado de esfuerzos en el suelo con un margen para la presión de poros en el agua, debida al nivel

estático de aguas subterráneas. Si el nivel de agua no cambia, la diferencia entre la trayectoria de esfuerzos efectivos y la de esfuerzos totales, menos la presión de poro estática, es la presión de poros en exceso generada a medida que el suelo experimenta deformaciones.

3. Esfuerzos totales, la cual muestra la trayectoria de las coordenadas de los esfuerzos totales solamente.

De estas trayectorias de esfuerzos se puede ver los comportamientos típicos de los elementos del suelo.

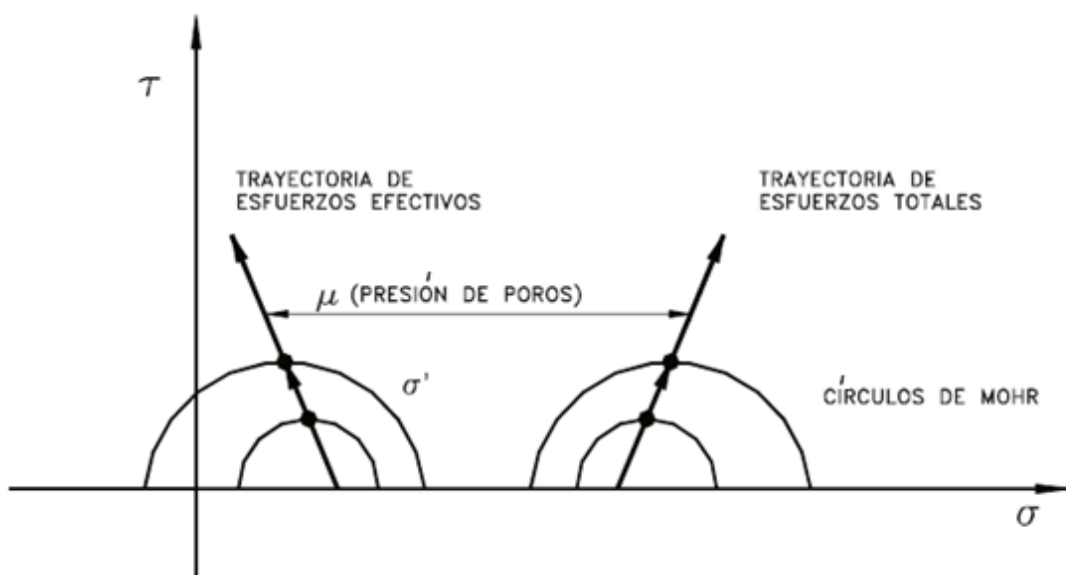


Ilustración 4 Diagrama de Trayectoria de Esfuerzos

2.2 Pruebas de compresión triaxial de resistencia al esfuerzo cortante

2.2.1 Resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos-friccionantes.

Se atribuye a Arthur Casagrande la idea de utilizar un aparato triaxial para medir la resistencia al corte de los suelos. Construyó en 1930 el primer aparato de este tipo en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, sobre el modelo de un aparato de consolidación triaxial que había visto en Alemania en 1929. El aparato triaxial es hoy un elemento fundamental en todo laboratorio de Mecánica de Suelos.

El aparato de compresión triaxial o triaxial simple, tiene forma de un cilindro esbelto, a continuación se muestra la ilustración 29 con sus componentes.

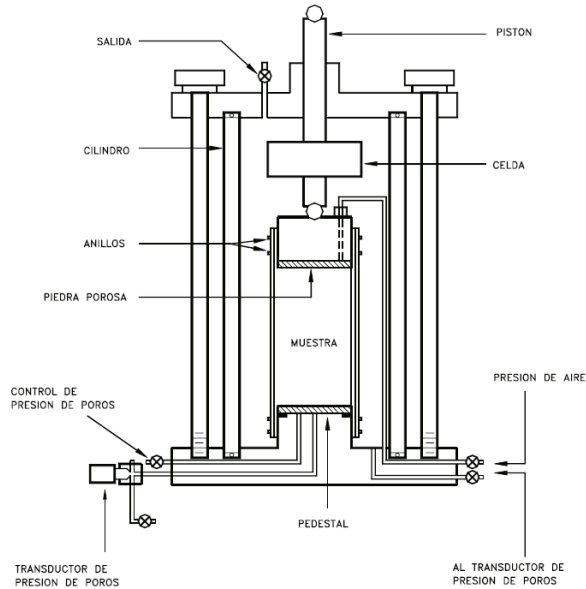


Ilustración 5 componentes de la cámara de compresión triaxial

Se somete a lo que se denomina una compresión triaxial que debería llamarse con mayor precisión campo cilíndrico de tensiones.

La muestra se coloca en una célula que contiene un fluido a presión, generalmente agua, y se aplica sobre una superficie lateral una tensión radial σ_r , igual a la presión que existe dentro de la célula. Por otra parte, un pistón que atraviesa la parte superior de la célula, permite cargar verticalmente la muestra que de este modo queda sometida también a una tensión longitudinal σ_1 .

Estas dos tensiones tienen oblicuidad nula; son pues, las tensiones principales. Actuando separadamente sobre la presión de la célula y la fuerza transmitida por el pistón pueden conseguirse una amplia gama de combinaciones tensionales.

Los diferentes tipos de ensayos los podemos distinguir en:

- ✓ Ensayos de compresión en los que la tensión longitudinal σ_1 es superior a la tensión radial σ_r .
- ✓ Ensayos de estricción en los que $\sigma_1 < \sigma_r$.
- ✓ Ensayos de tracción o de extensión en los que la tensión longitudinal es una tracción (este tipo de ensayo requiere de unos dispositivos especiales).

El ensayo de compresión es con mucho el más utilizado y el que dispone de más resultados experimentales. En general, se obtiene la rotura de la muestra manteniendo constante la tensión radial σ_r y aumentando la tensión longitudinal σ_1 . En ocasiones se trabaja con tensión longitudinal constante y tensión radial decreciente. De esta forma simple se aplica a la muestra un desviador $\sigma_1 - \sigma_r$ creciente.

En cada ensayo se miden las dos tensiones principales σ_1 y σ_r en el momento de la rotura, lo que permite trazar el círculo de Mohr correspondiente. Para obtener la curva de resistencia intrínseca del material, se ejecutan una serie de ensayos y se determina entonces la envolvente de los diferentes círculos de Mohr. Es una medida indirecta de la resistencia al corte.

Descripción del triaxial.

Existen aparatos de compresión triaxial de todas dimensiones, alcanzando alguno de ellos incluso dos metros de altura. Biarez ha perfeccionado en Grenoble un triaxial de grandes dimensiones para estudiar el comportamiento de gravas de gran diámetro destinadas a la construcción de presas de tierra.

Sin embargo, existen dos tipos de células que son las que con mayor frecuencia se utilizan. En primer lugar, citemos las células de pequeñas dimensiones que permiten ensayar muestras de 3.5 cm de diámetro. Este aparato se adapta bien a arcillas y arenas. También se emplea una célula mayor para muestras de 10 cm de diámetro. Este aparato es recomendable para estudiar mezclas de arcillas y gravas en las que los elementos más gruesos superan los 3 cm. En estas dos células la esbeltez de las muestras (relación de la altura al diámetro) es del orden de 2 y puede variar entre 1.5 y 3 según los materiales y costumbres locales.

En la figura se presenta una célula triaxial construida por un cilindro de espesor suficiente. Puede verse la célula propiamente dicha y el pistón que ejerce el esfuerzo longitudinal la tensión longitudinal σ_1 se calcula fácilmente conociendo el esfuerzo, pero debe tenerse en cuenta el peso propio del pistón y la presión del fluido que se ejerce sobre una determinada parte de la cara superior de la muestra.

La muestra está cubierta con una pieza que permite cargarla y envuelta con una fina membrana que aísla el fluido de la célula, y en el caso de suelos incoherentes asegura, además, la sujeción de la muestra.

Hay que destacar especialmente el dispositivo de drenaje construido por una piedra porosa y unas conexiones con el exterior de la célula. Gracias a este dispositivo puede drenarse la muestra que se está ensayando y medir las variaciones de volumen por la cantidad de agua expulsada cuando la muestra está saturada; cuando la muestra sólo está parcialmente saturada, un dispositivo que no está representado en la figura permite igualmente, la medida de variaciones de volumen (una canalización suplementaria permite recoger en la parte superior el aire expulsado).

También es posible, gracias al dispositivo de drenaje, determinar la presión intersticial. La figura representa el esquema de la instalación. No debe utilizarse, salvo precauciones especiales, un manómetro ordinario situado sobre la muestra, pues este tipo de aparatos necesitan para funcionar una cierta cantidad de agua. Se provocaría una circulación parásita que daría como resultado una variación de la presión intersticial. Además, en medios de débil permeabilidad, la estabilización de las indicaciones del manómetro sería demasiado lenta.

El método “del cero” debido a Rendulic permite evitar esos inconvenientes. Una de las ramas del tubo en forma de U que contiene mercurio está unida al circuito de drenaje de la muestra y sometida a la presión del agua en ese circuito; es decir, casi a la presión intersticial. La otra rama

está unida a un manómetro y a un husillo de control que permite hacer variar la presión de esta parte del dispositivo. Cuando los niveles de mercurio en las dos ramas del tubo están a la misma altura, la indicación del manómetro mide la presión intersticial. Basta, pues, con mover el husillo de control para mantener los dos niveles a la misma altura y medir así la presión, sin que el circuito de drenaje sea modificado, ya que el nivel del mercurio no debe variar durante la operación.

Determinamos así la presión en la base de la muestra. En medios poco permeables hay que esperar un cierto tiempo antes de que la presión sea uniforme en el conjunto de la muestra (es un problema totalmente análogo a la consolidación) y que la medida efectuada represente la presión intersticial en el seno de la muestra de la zona donde debe producirse la rotura. La cadencia de aplicación del desviador desempeña desde este punto de vista un papel importante.

Las fotografías de la figura muestran una célula triaxial y el conjunto de dispositivos ajenos, necesarios para su funcionamiento. Se observará la importancia de las canalizaciones y uniones que eviten los riesgos de entrada de aire o fugas de agua. Esta utilización hace que la operación del aparato sea delicada.

Limitaciones del aparato triaxial.

Como acabamos de explicar, una de las ventajas más importantes del triaxial reside en la posibilidad de modificar las condiciones de drenaje de la muestra y medir la presión intersticial. Este aparato presenta, sin embargo algunas limitaciones.

En primer lugar sólo permite la aplicación de campos de tensiones cilíndricas, lo que impide explorar toda la superficie del material y no se adapta a los numerosos casos prácticos que implican deformación plana.

La principal dificultad experimental proviene del efecto del zunchado que las dos cabezas ejercen sobre la base de la probeta. Numerosos investigadores han estudiado este problema y parece que la influencia de este fenómeno en la resistencia al esfuerzo constante es pequeña cuando la esbeltez de la probeta es grande. Pero es inexacto afirmar que el aparato triaxial permite ejercer un campo de esfuerzos uniforme. Bajo cada una de estas cabezas se forma una zona de equilibrio superabundante y la probeta se deforma como un tonel al ser sometida a compresión.

Sin embargo, el desviador se calcula a partir del esfuerzo transmitido por el pistón y de la superficie de la sección recta de la probeta. En esta operación debe considerarse una superficie media que se determina en función de las variaciones de volumen de la probeta y de la deformación axial. Esta corrección es indispensable.

Debemos hacer una última observación en relación con la duración de los ensayos. Está íntimamente ligada a la consolidación de la muestra y la disipación de las presiones intersticiales. Pero en la naturaleza se observan también movimientos debidos a la fluencia que duran meses incluso años. Es imposible reproducir en los aparatos triaxiales clásicos velocidades tan pequeñas y de esta forma no se pueden estudiar determinados fenómenos importantes como, por ejemplo, la deformación lenta de las capas de agua adsorbida.

Cuando la velocidad de carga en el laboratorio difiere demasiado de la velocidad real, la trayectoria seguida en el espacio de tensiones por estado de la muestra estudiada, puede no tener ninguna relación con la trayectoria real y, como el comportamiento mecánico de los suelos naturales, depende en cierta medida de la historia tensional, esta discordancia puede ser origen de grandes errores.

La prueba triaxial estándar (es decir, con presión lateral constante y esfuerzo axial creciente) proporciona una medida del módulo de Young. El módulo disminuye al aumentar el esfuerzo axial y para el máximo de la curva esfuerzo-deformación el módulo tangente se hace cero.

Cuando se cita valor del módulo de Young de un suelo, se trata generalmente del módulo secante a partir de un esfuerzo desviador nulo hasta un esfuerzo desviador igual a $\frac{1}{2}$ ó $\frac{1}{3}$ del esfuerzo desviador máximo. Esta es una gama habitual de esfuerzos de trabajo en los problemas de cimentaciones reales, ya que en estos casos se suele adoptar un factor de seguridad de dos o tres. Kondner y Zelasko (1963) sugieren que las curvas deformación en la arena en compresión triaxial estándar pueden ajustarse a una ecuación hiperbólica del tipo.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1}$$

Donde a y b son constantes.

Al aumentar la presión lateral de confinamiento, el módulo aumenta. En el caso en que el esfuerzo inicial σ_0 es isotrópico, el módulo aumenta proporcionalmente a σ_0^n , donde n varía de 0.4 a 1. Un valor razonable es $n=0.5$. Los mayores valores del exponente tienden a aplicarse a arenas sueltas.

En la mayoría de los problemas prácticos, los esfuerzos antes de aplicar la carga no son isotrópicos.

La influencia del estado real de esfuerzos sobre el módulo no es clara pero la mejor regla disponible es que el módulo depende de la media de los esfuerzos principales; es decir.

$$E = \sqrt{\sigma_0 \frac{1 + 2K_0}{3}}$$

Donde K_0 es el coeficiente de presión lateral de suelos en reposo.

La ecuación anterior sólo es aplicable cuando $1/2 < K_0 < 2$ y el factor de seguridad respecto a la falla es de 2 ó más.

La influencia de la relación de vacíos, composición, historial de esfuerzos y velocidad de carga sobre E es la misma que sobre D.

El coeficiente de Poisson puede calcularse como coeficiente entre las deformaciones laterales y axial en una prueba triaxial con carga axial. En la primera fase de deformación, donde se pueden utilizar los conceptos de la teoría de la elasticidad, el coeficiente de Poisson es variable con la deformación.

Los conceptos de la teoría de la elasticidad sólo son aplicables con carácter aproximado a los suelos. Sin embargo, la influencia sobre los módulos es más marcada. Es difícil estimar valores del módulo con gran precisión, siendo necesarios datos de laboratorio para cada suelo en particular, siempre que se requiera una estimación precisa.

Como el módulo depende de la relación de vacíos y es difícil obtener muestras inalteradas de suelos granulares, resulta extremadamente difícil medir el módulo de estos suelos con precisión. En general se pueden llevar a cabo dos tipos de pruebas, a saber: pruebas “rápidas” y pruebas “lentas”. En las primeras se permite que el espécimen de prueba se consolide bajo una presión hidrostática y después se aplica la carga axial a una velocidad tal que no puede registrarse consolidación apreciable hasta el momento de la falla. Estas pruebas rápidas en las cuales no se permite que la muestra se consolide antes de añadir el incremento siguiente.

Generalmente para cada prueba se realizan entre tres o cuatro especímenes bajo presiones confinantes distintas. La representación de los resultados en un diagrama de Mohr está constituida por una serie de círculos, cuya envolvente permite obtener los parámetros del material estudiado. Las pruebas consolidadas-no drenadas se realizan generalmente saturando previamente la muestra: se reproduce en esta forma la inmersión de la estructura o del estrato estudiado. La saturación permite que la segunda etapa de la prueba se desarrolle a volumen constante, y facilita eventualmente la medición de las presiones de poro. Este estado se logra aplicando una contrapresión al fluido intersticial de material, con el fin de comprimir o disolver el aire no disuelto.

En muchas aplicaciones se han encontrado correlaciones satisfactorias entre las pruebas de laboratorio y las observaciones en campo. Para que exista tal correlación, es de suma importancia elegir para el estudio en el laboratorio el tipo de prueba que mejor represente las condiciones que determinan la resistencia en el campo.

La prueba no consolidada-no drenada permite, determinar la resistencia de una arcilla saturada sometidas a cargas o descargas aplicadas a una velocidad tal que no haya disipación de las presiones de poro generadas. Esta prueba se presta, por tanto, al estudio de la estabilidad al final de una construcción.

La prueba consolidada-drenada permite, determinar a resistencia después de la disipación de la presión de poro, lo que corresponde a suelos cohesivos a la estabilidad a largo plazo en el campo. La prueba consolidada-no drenada es la más adecuada para determinar la resistencia de suelos consolidados sometidos a cargas rápidas, como es el caso de un vaciado rápido de una presa o sismos.

El equipo empleado para las pruebas triaxiales debe adaptarse al tipo de material ensayado y a la finalidad de las pruebas.

La etapa de consolidación de una prueba triaxial se realiza en un banco de consolidación. La ruptura debe llevarse a cabo en este mismo banco, aplicando las cargas por medio de pesas (control de carga) o de una máquina de compresión que permita aplicar al espécimen una velocidad de deformación constante (control de deformación).

El uso de un sistema de control de carga o de deformación depende de la finalidad de la prueba. El control de carga tiene más flexibilidad y se presta a pruebas en suelos muy blandos; sin embargo, el control de deformación es generalmente preferible para pruebas de rutina en suelos de resistencia media o alta, especialmente con cámaras triaxiales en las que la carga se transmite por medio de un vástago. Es conveniente que la máquina de compresión empleada tenga un amplio intervalo de velocidades de deformación y que dé una precisión que no sea inferior al 1% de la resistencia media.

Las cámaras usuales se han descrito anteriormente.

Como fluido confinante para las pruebas triaxiales se emplea comúnmente agua. El pedestal y el cabezal de la probeta son de material más ligero y no corrosivo, como la lucita. Aunque las piezas de lucita absorben una cantidad importante de agua, son satisfactorias a condición de saturarlas previamente en agua destilada. Para pruebas drenadas, es recomendable emplear discos porosos incrustados en el pedestal y el cabezal para permitir un montaje satisfactorio de la probeta. El sello de la membrana se hará con una liga de hule.

El espécimen se aísla del fluido confinante con una membrana de hule, a cual debe ser prácticamente impermeable y no interferir en forma apreciable con la resistencia de la probeta. Para pruebas de corta duración, las membranas comerciales, cuyo espesor varía de 0.008 cm (para suelos blandos) y 0.025 cm (para arenas o arcillas arenosas), son generalmente satisfactorias. En pruebas de larga duración, es imposible evitar que se presenten fugas a través de la membrana, pero pueden reducirse sobreponiendo dos membranas.

La colocación de la membrana debe hacerse con mucho cuidado para evitar que quede arrugada o que dañe a la probeta.

En pruebas drenadas en suelos blandos, es conveniente colocar discos de papel filtro entre la probeta y las piedras porosas, para evitar que éstas se obturen y para permitir la recuperación del espécimen completo después de la prueba. El uso del papel filtro colocado lateralmente para acelerar el proceso de consolidación solo se justifica para suelos de muy baja permeabilidad (inferior a 10^{-7} cm/s) .

Las deformaciones volumétricas en pruebas drenadas en suelos saturados se miden por medio de una bureta de vidrio, cuya sección depende de la cantidad de agua expulsada por la probeta, y puede variar de 0.1 a 0.7 cm². Es conveniente que su capacidad sea suficiente para evitar frecuentes ajustes de nivel que conducen a errores y pérdidas de precisión.

En pruebas de corta duración es suficiente contar con una línea de presión de aire, de un tanque de almacenamiento y de un recipiente de transmisión de presión del aire al fluido confinante. La superficie libre del fluido en este recipiente debe encontrarse al mismo nivel que el del centro de la probeta, en caso contrario, el valor de la presión confinante debe corregirse por la diferencia de niveles.

Para presiones confinantes bajas, los manómetros de mercurio son los más precisos, son imprácticos para presiones altas; los manómetros de carátula de precisión son generalmente

preferibles. Para pruebas de larga duración, es necesario disponer de un sistema de control de la presión confinante.

La contrapresión necesaria para saturar las probetas puede encontrarse en forma similar a la presión confinante, debe poder mantenerse prácticamente igual a ésta. Para controlar con precisión la diferencia entre ambas presiones, es recomendable emplear un manómetro diferencial. La medición del volumen de agua agregado a la probeta durante la saturación y de los cambios de volumen del espécimen durante la consolidación debe hacerse por medio de una bureta con precisión mínima de 0.1 cm^3 .

La saturación de la probeta debe realizarse con agua desairada. Para evitar que el agua de saturación disuelva cantidades excesivas de aire durante la prueba, es conveniente tomar ciertas precauciones. El contacto agua-aire debe reducirse a un mínimo interponiendo un líquido adecuado o un diafragma entre ambos; por otra parte, es recomendable colocar un tubo relativamente largo entre la bureta y el espécimen.

La medición de la presión de poro (presión neutral) puede realizarse por medio de un sistema de control de flujo o de una celda de presión (transducer) conectada al drenaje de la probeta. No debe existir flujo apreciable del agua intersticial hacia el aparato de medición; sin embargo, este debe ser suficientemente preciso para detectar pequeños cambios de presión.

Las celdas de presión eléctricas dan una presión satisfactoria y permiten obtener directamente los resultados en graficadores. Las celdas pueden usarse, además, para medir la presión confinante y la contrapresión, a condición de emplear llaves sin cambio volumétrico en las conexiones. La calibración de las celdas se realiza empleando un manómetro de mercurio de precisión. Los sistemas de control de flujo se emplean también con éxito, pero requieren la atención continua de un operador.

Para preparar probetas compactadas se utiliza un molde partido. La compactación la hacemos por medio de un pisón transmisor de energía, simulando una prueba Proctor, método de compactación más común en los laboratorios.

Las probetas se formarán con material que pase la malla #10, el contenido de agua el cual ya sabemos al realizar la prueba Proctor, tratando de emular el contenido de agua a partir de óptimo Proctor, colocadas en la forma descrita anteriormente.

El procedimiento para llevar a cabo la prueba es el siguiente:

1. Colocar la probeta debidamente preparada, medida y pesada en la cámara, cerrando la cámara herméticamente.
2. Si la prueba se va a realizar con control de deformación, instalar la cámara en una máquina de compresión con el vástago centrado bajo el marco de carga, el cual se baja hasta punto de hacer contacto. Si se emplea control de carga, colocar la cámara bajo el marco de carga de un banco de consolidación.
3. Disponer de un micrómetro en el soporte de la cámara, apoyado sobre el marco de carga, procurando que quede en posición vertical.

4. Llenar la cámara. Después del llenado, el agua en el tanque de control debe encontrarse aproximadamente al mismo nivel que la probeta.
5. Con el vástago asentado sobre a cabeza de la probeta y el marco de carga sobre el vástago, tomar la lectura inicial del micrómetro.
6. Ajustar el regulador al valor de la presión confinante en a cual se va a ensayar el espécimen. Si la presión requerida es menor a 3.5 kg/cm^2 , y no se dispone de un manómetro mecánico de precisión suficiente, conectar el sistema a un manómetro de mercurio.
7. Aplicar la presión confinante con la cual se va a ensayar el espécimen. Colocar una pesa en el marco de carga para compensar el empuje vertical que actua sobre el vástago. Anotar la presión inicial confinante σ_c .
8. Poner en marcha el dispositivo reductor de fricción del vástago.
9. Al poner nuevamente en contacto el marco, el vástago y la cabeza de la probeta y volver a tomar la lectura del micrómetro. Esta operación, es necesaria si la probeta está parcialmente saturada y se deforma apreciablemente al aplicar la presión confinante.
10. Proceder a la etapa de ruptura de la probeta..

Al emplear control de deformación, se fija la velocidad a la cual se va a someter el espécimen durante el ensaye, la que generalmente es de 1 mm/min . Tomar lecturas simultáneas de carga y deformación axial con la frecuencia necesaria para definir la curva deformación unitaria-esfuerzo; las lecturas deben suspenderse cuando la deformación corresponda al 25% de la altura inicial.

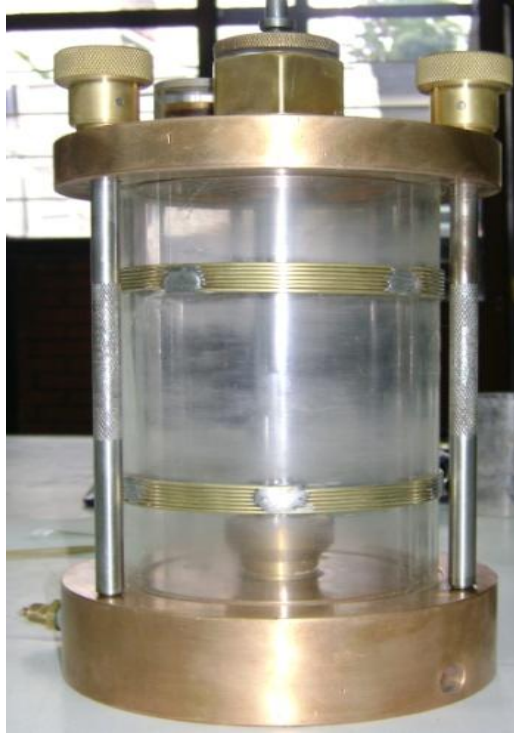
En caso de emplear control de carga, aplicar un incremento cada minuto. Los primeros deben ser aproximadamente 10% de la carga de falla estimada y reducirse a la mitad o a la cuarta parte de este valor al acercarse a la falla. Dibujar una gráfica cargas aplicadas-lecturas del micrómetro conforme se obtienen los datos, para vigilar el desarrollo de la prueba y decidir si la magnitud de los incrementos es adecuada. Las lecturas deben hacerse inmediatamente antes de aplicar cada incremento sucesivo.

11. Cerrar el regulador de presión, vaciar la cámara.
12. Secar el exterior de la membrana y el pedestal de la membrana.
13. Señalar el plano de falla (en caso de ser visible).
14. Pesar la probeta
15. Introducir la probeta al horno. Después de 18 horas, se deja enfriar y se vuelve a pesar.

Repetir el procedimiento anterior para cada prueba.



Fotografía 1 Cámara triaxial utilizada para la resistencia al esfuerzo cortante



Fotografía 2 Cámara triaxial con el cabezal de latón en la compactación



Fotografía 3 Cabezal de latón diseñado para las compactaciones de las probetas



Fotografía 4 equipo utilizado: pisón, molde tipo caña, collarín de Lucita y cámara triaxial



Fotografía 5 Molde tipo caña para la elaboración de probetas y base de cámara triaxial con cabezal de latón diseñado para compactación

2.2.2 Pruebas triaxiales del tipo CD.

La justificación principal por la que en esta prueba decidimos titular triaxiales del tipo CD al análisis realizado a nuestro trabajo es porque los resultados arrojados por las pruebas triaxiales realizadas es en esfuerzos efectivos, lo cual es representativo en pruebas del tipo CD. Por otra parte, dicha clasificación es para definir arcillas saturadas, en nuestro caso estamos caracterizando suelos parcialmente saturados, mismo comportamiento que se presenta en suelos secos cementados (el cual no es nuestro objeto de estudio).

La resistencia de los suelos parcialmente saturados está controlada por esfuerzos efectivos existentes en el terreno. Sin embargo es más difícil el principio de esfuerzos efectivos a los suelos parcialmente saturados debido a que, la relación entre esfuerzo total y esfuerzo efectivo tiene en cuenta las presiones en las fases líquida y gaseosa más un factor a_w que depende del grado de saturación. Se requieren métodos especiales para medir las presiones en suelos parcialmente saturados y existe duda en cuanto a la forma de determinar a_w . El mejor método para estimar la resistencia a realizar pruebas que reproduzcan las condiciones “in situ” lo más exactamente posible: un determinado grado de saturación, un cierto esfuerzo total y, si es posible, la misma presión que la fase líquida.

Las pruebas con drenaje se suelen denominar con consolidación y drenaje, abreviadamente CD, para tener una terminología coherente con las pruebas sin drenaje. Sin embargo basta realmente con utilizar la palabra drenaje ya que si la sobrepresión intersticial es nula en cualquier instante la arcilla debe consolidarse al principio de la prueba. Como las pruebas con drenaje en arcillas se realizan a una velocidad lenta con el objeto de permitir la disipación de las sobrepresiones intersticiales, las pruebas con drenaje se denominan también pruebas lentas.

La expresión $\sigma' = \sigma - u_a + X(u_0 - u_w)$ es la indicada para determinar la presión efectiva normal en fenómenos de deformaciones.

Sin embargo, lo que respecta a la resistencia al esfuerzo cortante, se comprende que dicha resistencia deba depender en cierto modo de la presión total normal y de un valor promedio de las presiones intersticiales que actúan alrededor de los granos. Ello explica el éxito de dicha expresión en problemas de resistencia, a menos para valores positivos de las presiones intersticiales. En los casos que se presentan en la práctica u_a es casi siempre positivo, pero u_a puede ser positivo o negativo.

Si sometemos a un suelo parcialmente saturado a un incremento de tensión $\Delta\sigma$, al igual en todas direcciones, sin permitir el drenaje, se producirá un incremento tanto en la presión del agua como en la del aire. Si hacemos:

$$\begin{aligned}\Delta u_w &= B_w \Delta\sigma_3 \\ \Delta u_a &= B_a \Delta\sigma_3\end{aligned}$$

Tendremos definidos los coeficientes de presión intersticial B_w y B_a .

Este último coeficiente B_a puede ser calculado a partir de las condiciones iniciales y conociendo la relación entre $\Delta\sigma$ y cambio de volumen.

En tal tanto B_w podrá hallarse a partir de la ecuación de Schuurman (1966) a partir de los datos iniciales de la muestra suponiendo que las burbujas de aire son esféricas.

$$\Delta u_w = B_w \Delta \sigma_1$$

En los ensayos sin drenaje en suelos parcialmente saturados, el esfuerzo cortante o la tensión desviadora, necesarios para la rotura (según el tipo de ensayo) aumenta con a presión normal o externa (también depende del tipo de ensayo), pues la compresión del aire de los poros permite el aumento de las presiones efectivas. Sin embargo el aumento de la resistencia se hace cada vez menor, pues el aire comprimido pasa a ser disuelto, y la compresibilidad de la mezcla agua-aire se hace muy pequeña cuando las tensiones son lo suficiente grandes como para causar la saturación, en cuyo caso ϕ_u se aproxima a cero.

Dado el estado actual de nuestros conocimientos, hay que procurar reproducir este ensayo en el laboratorio en condiciones lo más parecidas que sean posibles en campo.

En suelos parcialmente saturados hay que saturar el suelo para poder destruir las tensiones capilares.

Por ello cuando interesa la envolvente de las presiones efectivas lo que se hace con frecuencia es saturar la muestra y suponer que la saturación no afecta c' y ϕ' o que los altera poco. También puede suceder que en el emplazamiento en cuestión se quiera prever la posibilidad de que la masa del suelo llegue a saturarse, como, por ejemplo, en el espaldón de aguas arriba de una presa de tierras.

Interesa también saturar la muestra cuando se va a trabajar en presiones totales, pero se quiere estar de lado de la seguridad despreciando las tensiones capilares del suelo, que es difícil asegurar que no puedan desaparecer en algún momento, quizá accidentalmente (inundación excepcional, rotura de cañerías u otras circunstancias variadas, en cada caso). Si estas condiciones pueden producir la ruina de la obra, resultará obligada esta manera de efectuar el ensayo.

Para ello el procedimiento que se ha utilizado durante muchos años, consiste en hacer circular agua desaireada a través de la muestra. Este sistema es útil en los casos de suelos muy permeables, pero poco eficaz cuando se trata de arcillas.

El método más usado hoy para saturar la muestra consiste en aplicar presión al agua de los poros hasta que las burbujas de aire desaparezcan debido a su disminución de volumen y disolución.

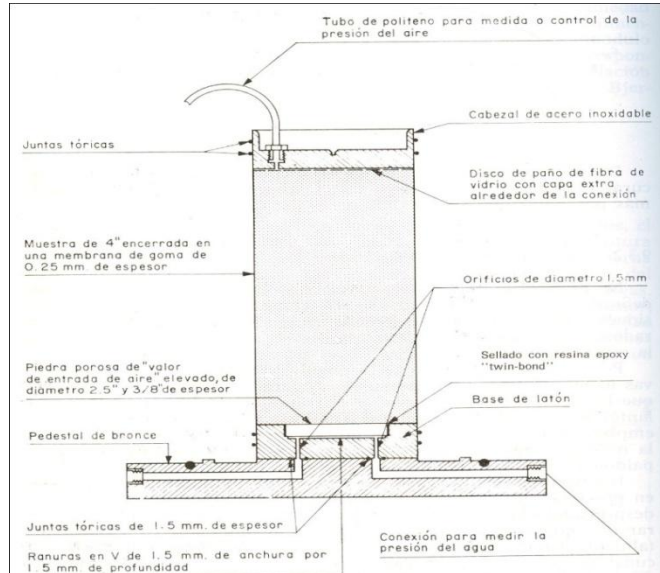


Ilustración 6 esquema de montaje de la probeta para la medida de las presiones de aire y agua

La saturación en el aparato triaxial se consigue aumentando la presión de agua intersticial y a presión lateral por escalones de manera que continuamente exista una diferencia a favor de esta última para evitar que se deshaga la muestra como se ilustra en la ilustración 30.

Para comprobar si el suelo ha quedado saturado o no, basta con aplicar un incremento de presión externa isotrópica y medir el incremento de presión intersticial. Si el suelo no está saturado, el coeficiente B arrojará resultados ilógicos.

La ilustración 31 muestra los valores de las presiones del aire y del agua a muestras sometidas a una presión isotrópica. Es fácil ver que los coeficientes B_a y B_w disminuyen al principio, debido a que el incremento de rigidez en el esqueleto de las partículas al aumentar la presión efectiva es superior al incremento de rigidez de la mezcla agua-aire. Esto suele presentarse en suelos con poco porcentaje de arcilla en los que la rigidización del esqueleto es rápida, aunque es de esperar que al acercarse a la saturación los coeficientes B han de volver a aumentar.

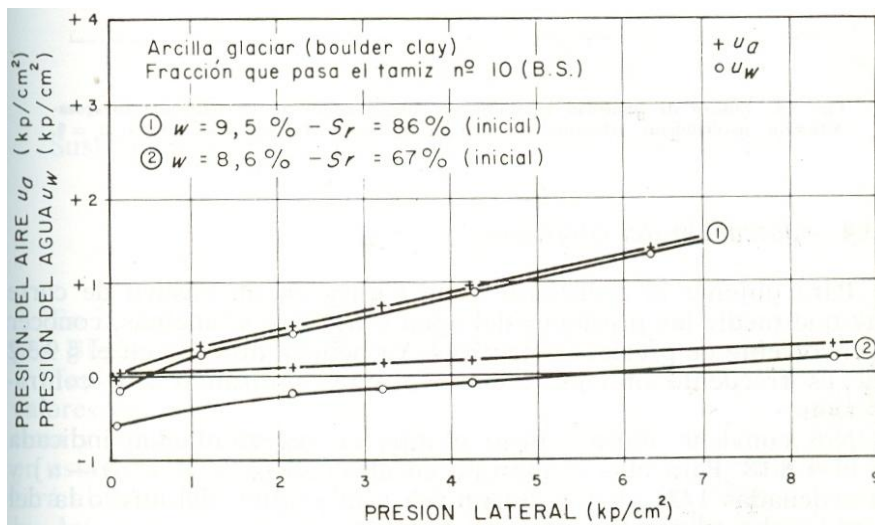


Ilustración 7 Variación de B_a y B_w con la presión lateral (Bishop y Henkel, 1962)

Un tipo de ensayo que es frecuente en suelos parcialmente saturados es el ensayo con “humedad constante”. En este ensayo lo que se hace es controlar la presión del aire, haciendo que se mantenga constante y no permitir que haya cambio de humedad en la muestra. En este tipo de ensayo sólo hay que medir las variaciones de u_w si se desean los valores de las presiones intersticiales.

Para obtener el coeficiente χ de rotura en un ensayo de corte hay que medir las presiones del agua y del aire y además, conocer la envolvente de presiones efectivas.

Se adoptará un tipo esencial de representación para el análisis. Para ello se dibujan las abscisas $[1/2(\sigma_1 + \sigma_3) - u]$ y en ordenadas $1/2(\sigma_1 - \sigma_3)$. Según sea u la presión del aire o la del agua se obtendrán dos líneas distintas.



Ilustración 8 obtención de χ en suelos parcialmente saturados (Bishop y Blight, 1963)

La ilustración 32 representa el modo de obtener el parámetro χ a partir de ensayos de humedad constante. Para ello suponemos que cuando la tensión desviadora de rotura es la misma, tiene que ser igual a la presión efectiva en el suelo saturado y en el parcialmente saturado; así pues obtenemos para el suelo parcialmente saturado:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_a + \chi(u_a - u_w)$$

En la figura anterior podemos deducir que

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) = b$$

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - u_a = d$$

$$u_a - u_w = a - d$$

Sustituyendo las anteriores tendremos

$$\chi = \frac{b - d}{a - d}$$

En la ilustración anterior se dan los valores de dicho parámetro obtenidos por Blight (1961) para distintos tipos de suelos compactados.

Para condiciones de humedad óptima y densidad máxima, obtenemos valores de χ altos, y además, aumentará al aumentar el grado de saturación cuando sea cargado el suelo. Así, pues, en suelos compactados con humedades superiores o iguales a la óptima, el valor de la presión efectiva estimado, midiendo solo u_w , y empleando la fórmula $\sigma' = \sigma - u_w$, será mucho más exacto si midiéramos tan sólo la presión de aire. Por ello, con frecuencia se mide tan solo u_w en dichos suelos.

En suelos corrientes compactados con distintas humedades se encuentra que en general, al aumentar el grado de saturación disminuye c' ; en cuanto ϕ' aumenta en unos casos y disminuye en otros (Justo, 1968, b; Uchida et al., 1969). Para hallar c' y ϕ' se supuso un valor de χ lógico para cada grado de saturación.

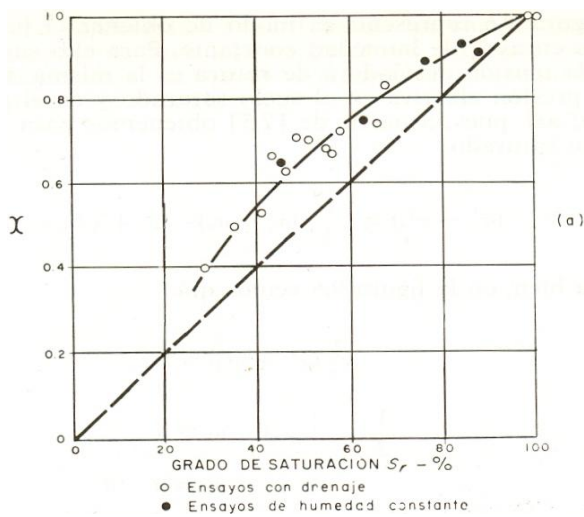


Ilustración 33 Relación entre el parámetro χ y el grado de saturación S

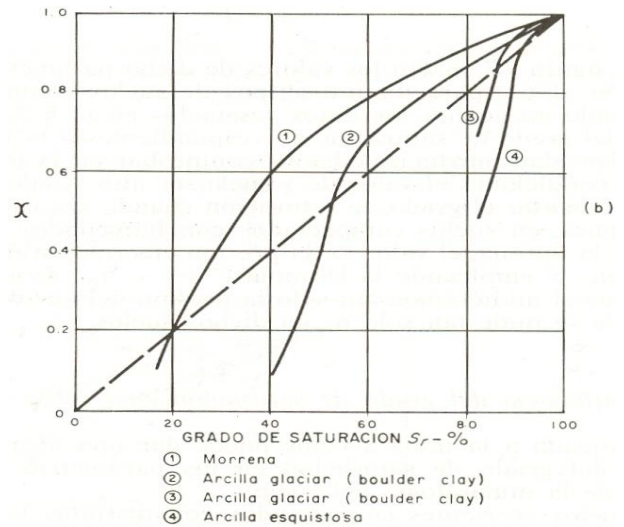


Ilustración 34 Gráfica de grado de saturación

Las ilustraciones 33 y 34 siguientes representan las curvas de tensión-deformación correspondientes a ensayos de compresión simple realizados en muestras Compactadas en el aparato Harvard.

En la primer figura se ve claramente que, para una misma energía de compactación, la resistencia a la compresión simple alcanza un máximo para una humedad muy inferior a la óptima, en la figura siguiente se ha representado la relación entre la humedad de compactación y la resistencia a la compresión simple de la misma arcilla. También se observa que el máximo del módulo de deformación está también del lado seco del óptimo.

Para una misma densidad seca, cuando menor es la humedad de compactación mayor es la resistencia a la compresión simple.

Respecto a la influencia del método de compactación en muestras compactadas a la misma humedad y densidad, Seed y Chan (1959) han realizado un estudio muy completo sobre el asunto. Con humedades de compactación altas se alcanza a rotura bajo deformaciones excesivas. Por ello, a veces es interesante comparar los valores de la tensión desviadora para una misma deformación en lugar de fijarse solamente en los correspondientes a la rotura. Pues bien, para un 25%, la influencia del método de compactación parece ser pequeña. Para una deformación del 5%, la influencia del método de compactación es pequeña en el lado seco del óptimo, pero importante en el lado húmedo, siendo la tensión desviadora tanto mayor cuando mas floclada es la estructura.

Una explicación de lo que sucede para grandes deformaciones es que la estructura de compactación ha sido ya destruida, habiendo quedado la muestra prácticamente amasada, por lo que la resistencia del suelo no puede ya estar influida por el método de compactación.

La influencia del método de compactación se manifiesta en ensayos sin drenaje hasta presiones laterales muy elevadas (Lee y Haley, 1968).

Cabe preguntarse si la mayor resistencia de las muestras compactadas del lado seco se debe a tensiones capilares iniciales, a los cambios de las presiones intersticiales producidos durante el corte o a una mayor resistencia en presiones efectivas. Para dilucidar este punto se han realizado ensayos triaxiales en muestras de suelo compactadas con las mismas humedades presentadas en la tabla 5.

En la tabla 5 se indican algunos valores correspondientes a estos ensayos.

Puede verse que en presiones efectivas la muestra menos resistente es la compactada del lado seco del óptimo, aunque la diferencia es pequeña.

En principio debe atribuirse ello a su menor densidad, pero aún con igual densidad suele ser ϕ' ligeramente mayor en la muestra compactada del lado húmedo (v. Seed y Chan 1959). En presiones totales ocurre algo parecido, pero mucho más marcado, ya que cuando mayor es la humedad de compactación, menores son las presiones intersticiales en rotura.

Así, pues, la mayor resistencia de la muestra hay que atribuirla a las tensiones capilares.

Nos queda ver qué influencia tiene el aumento de la energía de compactación a humedad constante. En la ilustración 35 puede observarse que un aumento de la energía de compactación produce un aumento de la resistencia en muestras compactas secas, pero en muestras compactas húmedas puede llegar a producirse la sobrecompactación, consistente en el aumento del grado de saturación y el efecto de amasado producen un incremento en las presiones intersticiales que disminuye la resistencia.

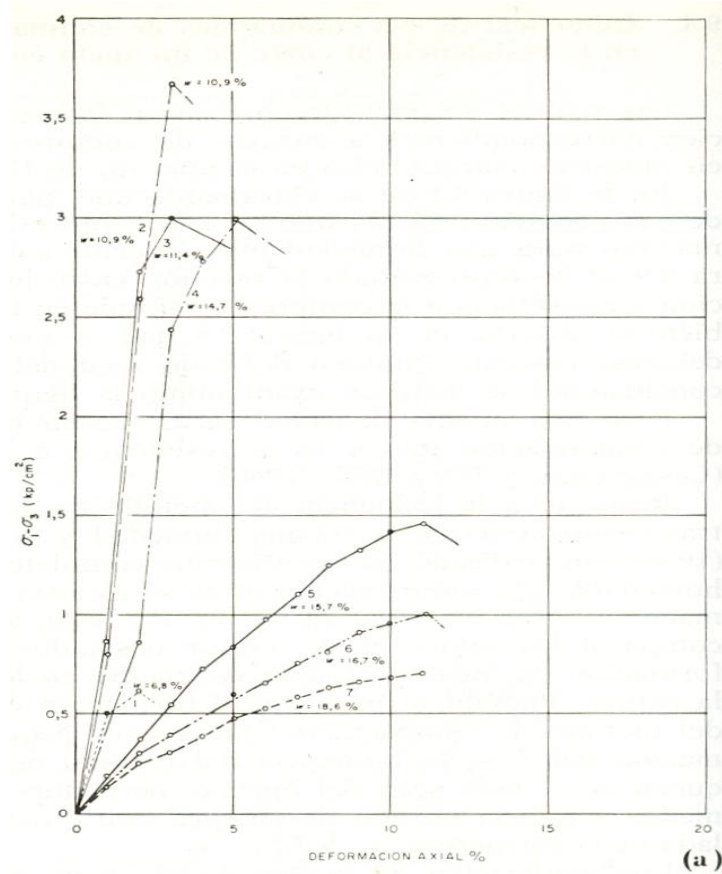


Ilustración 35 Curva tensión deformación de ensayos de compresión simple

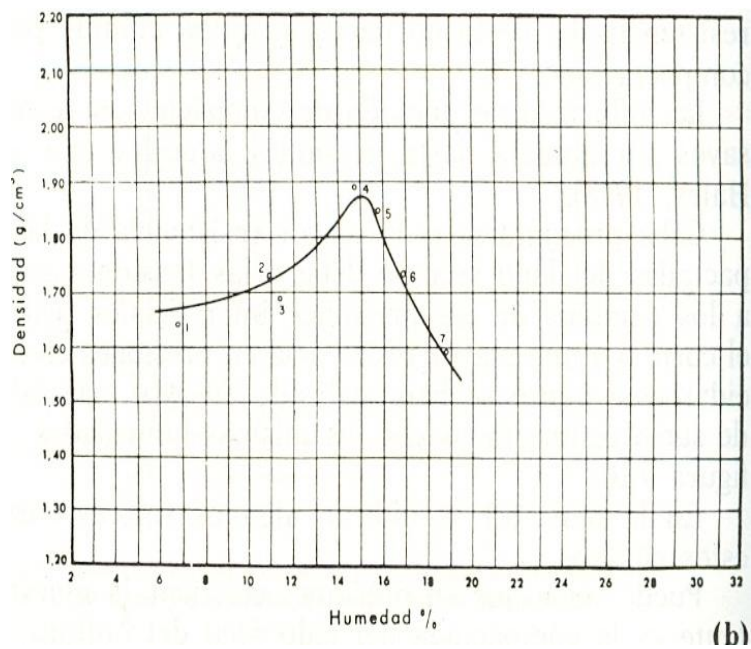


Ilustración 36 Curva de compactación de Harvard

Tabla 5 ensayos consolidados sin drenaje en muestras saturadas con contrapresión de 6 kg/cm². Compactación en el Harvard con 3 capas y 50 golpes por capa. Limo

Humedad media de Compactación	Densidad seca inicial (g/cm ³)	C _u * Kp/cm ²	∅ _{cu} grados	C’ ^{***} Kp/cm ²	∅’ ^{***} grados
13,9	1,43	0,03	23	0	33,4
19,6	1,54	0,65(***)	33(***)	0	36
20,8	1,52	0,85(***)	36,2(***)	0	36

- (*) Para hallar C_u se ha descontado de las presiones totales la contrapresión de 6 Kp/cm³
- (**) Obtención a partir de las envolventes de las trayectorias de las tensiones
- (***) Con la deformación del 20% no se llegó a la rotura

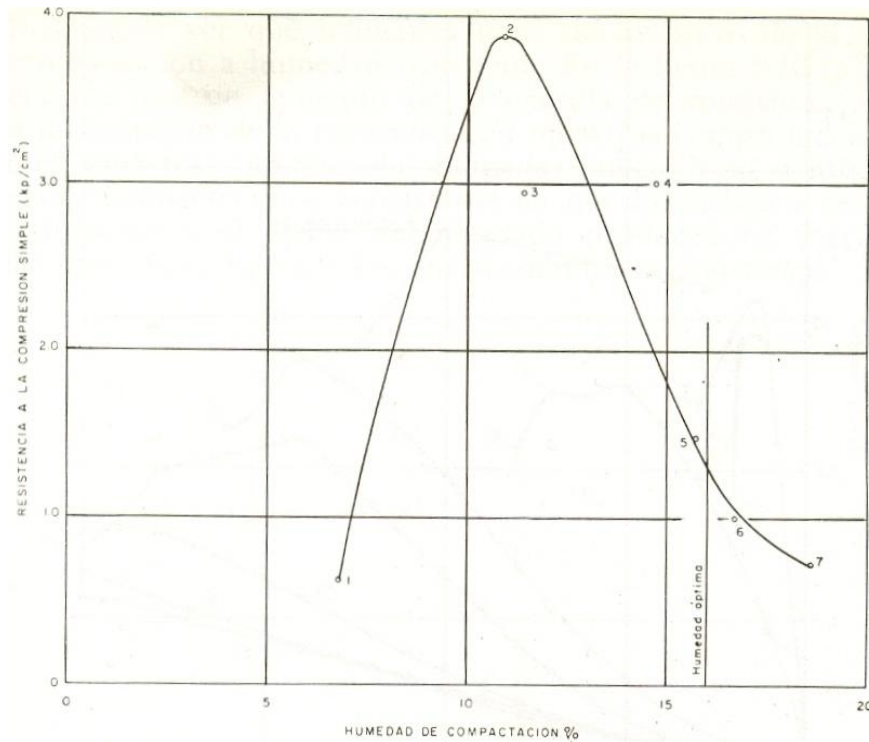
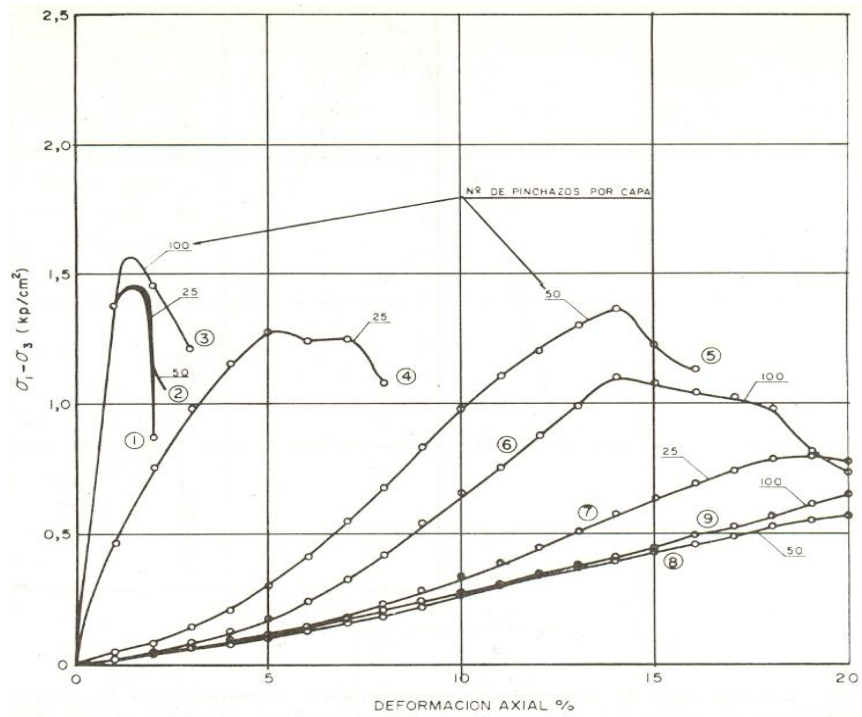
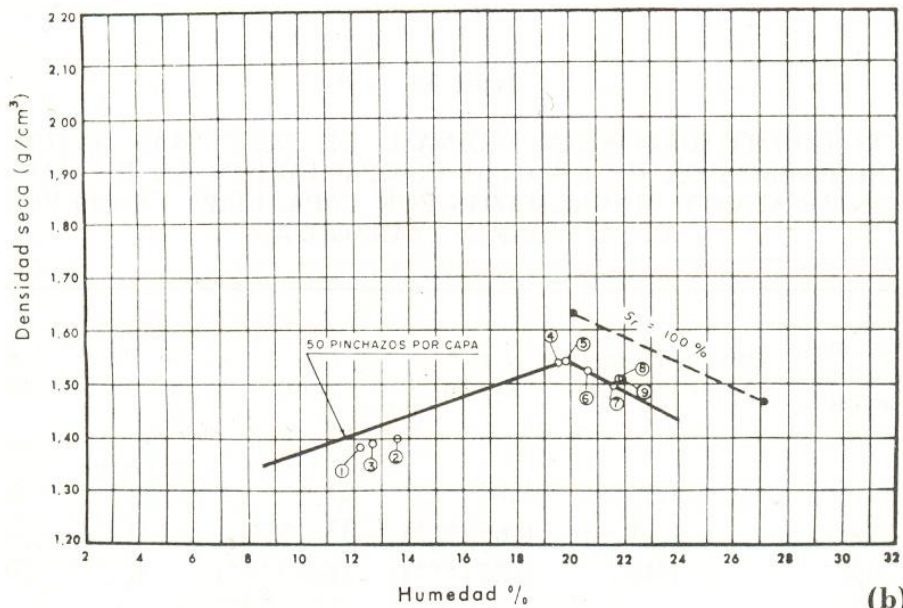


Ilustración 37 Relación entre la humedad de compactación y la relación a la compresión simple



(a)

Ilustración 38 curva tensión-deformación de ensayos de compresión simple en limos



(b)

Ilustración 39 curvas de compactación de Harvard en limos

2.3 Método de ajuste ponderado de pruebas triaxiales, para mayor confiabilidad al evaluar parámetros de resistencia en suelos con respuesta cohesivo-friccionante.

El presente método fue desarrollado por el M.I. Ricardo Padilla Velázquez, profesor de tiempo completo de la facultad de ingeniería de la UNAM.

En el, se presenta el método matricial de mínimos cuadrados ponderados, aplicable a la obtención de mejores parámetros de resistencia de pruebas triaxiales, aplicadas a suelos con respuesta resistente cohesivo-friccionante. Es una herramienta que se puede utilizar en el trabajo de laboratorio. Se opera pasando los datos aplicables al plano de Mohr (circunferencias) a su representación equivalente en el plano p-q (puntos). Posteriormente se realiza el ajuste ponderado sobre los puntos, habiendo dado una calificación diferenciada.

Se recomienda aplicar este método, cuando se cuente con por lo menos cuatro pruebas, de probetas que se hayan obtenido de la misma muestra y que sean razonablemente semejantes.

De cada una de las pruebas triaxiales, se obtienen como datos primarios: el esfuerzo de confinamiento al centro de la probeta (que se supone isotrópico) (σ_c) y el valor del incremento del esfuerzo desviador de compresión en donde se conviene considerar la falla ($\Delta\sigma_{ar}$). Con estos datos se pueden obtener los esfuerzos principales menor y mayor para la condición de falla. Conocidos estos esfuerzos, se cuenta con datos suficientes para visualizar para cada prueba, la circunferencia de falla correspondiente en el plano de Mohr.

Se recomienda, que siempre se programen las pruebas para obtener datos en la gama de valores de esfuerzo de interés en el problema de campo, así como decidir qué equipo se va a utilizar para llevar las cinco pruebas (si es posible) a feliz término. Las cinco pruebas que se recomiendan, de deben contabilizar después de haber desechado aquellas pruebas que se pudieron considerar como no aceptables (para no hacerlas intervenir en el ajuste). Para fines de calificación (ponderación), usaremos los siguientes adjetivos para las pruebas de mayor a menor confiabilidad: muy buena, buena, rescatable y no aceptable. En la calificación solo intervienen las aceptables, a las cuales se les asignarán valores cuadráticos de los números 1,2 y 3. De acuerdo con lo anterior, se otorga a calificación de 1 a las pruebas rescatables. Se otorga la calificación de 4 a las pruebas que se consideren buenas. Finalmente, se otorga la calificación de 9 a las pruebas consideradas como muy buenas.

En el caso de nuestro trabajo, señalamos como parámetros de calificación, la formación de la probeta, estado de la cámara triaxial a ocupar, presión de confinamiento al principio y a final de la prueba y ensayo de la misma.

Es oportuno comentar, que para la aplicación del método, obtendremos datos que permitan modelar cada una de las circunferencias de falla en el plano de Mohr. Después hacemos uso de estos datos para obtener la coordenada de cada punto que representa una prueba, en el plano p-q. Recordando que cada punto (prueba) tiene una calificación de confiabilidad. Estos puntos deben recibir el tratamiento de mínimos cuadrados ponderados, de modo que se obtenga una línea envolvente de resistencia ponderada. Finalmente, conocida la línea de resistencia ponderada

en el plano p-q, y los valores asterisco que la conforman (pendiente y ordenada al origen), se pueden obtener los valores que conforman la envolvente ponderada de la resistencia en el plano de Mohr (ángulo de fricción interna y cohesión asterisco).

A partir de los datos de cada prueba, es posible obtener los esfuerzos principales que definen a cada circunferencia en el plano de Mohr. Los esfuerzos principales de la primera prueba deben ser:

$$\sigma_{3f1} = \sigma_c \dots \dots \dots (1)$$

$$\sigma_{1f1} = \sigma_c + \Delta\sigma_{af} \dots \dots \dots (2)$$

Conocidos los esfuerzos principales, se definen el diámetro de la circunferencia de falla en el plano de Mohr, es posible obtener ahora, el punto que representa a este estado de esfuerzos en condición de falla en el plano p-q. Las coordenadas de este punto, para la primera prueba que estamos comentando deben ser:

$$p_{f1} = \frac{\sigma_{1f1} + \sigma_{3f1}}{2} \dots \dots \dots (3)$$

$$q_{f1} = \frac{\sigma_{1f1} - \sigma_{3f1}}{2} \dots \dots \dots (4)$$

El valor de ponderación (calificación) para cada punto, es el cuadrado del peso que se le dé, de confiabilidad, a cada dato. Denominaremos al peso de confiabilidad de una primera prueba al valor w_1 . Por otra parte denominaremos ponderación de la primera prueba al valor $h_1 = w_1^2$. Como el método de mínimos cuadrados lo vamos a aplicar utilizando la forma que plantea el álgebra lineal (Ref. 1), se debe introducir una matriz de ponderación, denominada como matriz [H]. Esta matriz de ponderación debe tener la forma:

$$[H] = \begin{bmatrix} h_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & h_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & & h_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} w_1^2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & w_2^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vdots & \vdots & & w_n^2 \end{bmatrix} \dots \dots \dots (5)$$

Para las pruebas triaxiales aplicadas a probetas razonablemente similares, o para una prueba multitriaxiales, aplicadas en cualquiera de las dos, a suelos con respuesta cohesivo-friccionante, se pueden generar datos que permiten aplicar esta propuesta. Como valor de ponderación, se propone elegir entre los números: 1, 4 y 9. En el método se recomienda que directamente se usen estos últimos valores y sólo estos valores.

La matriz [A] se define de dos columnas y con un número de regiones igual al número de pruebas que se hacen intervenir en el ajuste (n). La primera es una columna con valores de p_f en forma ordenada y la segunda ordenada con valores unitarios. La matriz [q] es una matriz formada por una sola columna donde se tienen los datos q_f ordenados, como se muestra a continuación:

$$A = [A] = \begin{bmatrix} p_{f1} & 1 \\ p_{f2} & 1 \\ \vdots & \vdots \\ p_{fn} & 1 \end{bmatrix} \dots \dots (6)$$

$$q = [q] = \begin{bmatrix} q_{f1} \\ q_{f2} \\ \vdots \\ q_{fn} \end{bmatrix} \dots \dots (7)$$

Por otro lado:

Para obtener la matriz $[p^*]$ de parámetros ponderados en el plano p-q, se debe hacer la operación matricial que se plantea a continuación. Esta matriz tiene dos componentes en forma de columna única. La primera componente es la pendiente de la recta envolvente resistente ponderada (m^*) y la segunda componente es la ordenada al origen de esa envolvente ponderada (a^*). Ambas componentes del plano p-q.

$$[p^*] = (A^T H A)^{-1} (A^T H q) = \begin{bmatrix} m^* \\ a^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tan(\alpha^*) \\ a^* \end{bmatrix} \dots \dots \dots (8)$$

La ecuación que representa la recta de ajuste ponderado (de falla o de resistencia) en el plano p-q, tiene como ecuación:

$$q_f^* = a^* + p \tan(\alpha^*) \dots \dots \dots (9)$$

Para hacer el paso de los datos de ajuste ponderado, del plano p-q al plano de Mohr, se aplican las relaciones que se muestran:

$$\phi^* = \text{sen}^{-1}(m^*) = \text{sen}^{-1}(\tan(\alpha^*)) \dots \dots \dots (10)$$

Y

$$c^* = \frac{a^*}{\cos(\phi^*)} \dots \dots \dots (11)$$

Finalmente, es posible obtener la ecuación de la envolvente de resistencia ponderada en el plano de Mohr, la que debe tener la forma siguiente.

$$s^* = c^* + \sigma \tan(\phi^*) \dots \dots \dots (12)$$

3. PRUEBAS ÍNDICE DE LABORATORIO DEL MATERIAL ELEGIDO

3.1. Conceptos fundamentales

Para entender las propiedades físicas que definen los suelos para que esto pueda sostener una edificación son variadas dependiendo del tipo de material del cual estén compuestos.

Los materiales que están presentes en los suelos se clasifican en 4 tipos como son: arenas y gravas, limos, arcillas y materia orgánica. Las arenas y grava son materiales granulares no plásticos. Las arcillas, se componen de partículas mucho más pequeñas, exhiben propiedades de plasticidad y son muy cohesivas. Los limos son materiales intermedios en el tamaño de sus partículas y se comportan, de modo típico, como materiales granulares, aunque pueden ser algo plásticos. La materia orgánica consta principalmente de desechos vegetales.

El origen de las capas de suelo o terreno edafológico y la forma como se depositan, arroja mucha luz sobre su naturaleza y variabilidad en el campo. Los suelos son de dos orígenes: residual y sedimentario.

Los suelos residuales se forman “in situ” por la intemperización química de las rocas y, puesto que jamás han sido perturbados físicamente, conservan las características geológicas menores del material rocoso de origen. Los suelos sedimentarios son transportados y depositados por la acción de ríos, mares, glaciares y vientos. En general, el mecanismo de sedimentación regula la granulometría, tamaño de las partículas, sus variaciones, y la estratigrafía y uniformidad de las capas edafológicas.

Para una identificación completa de un suelo se tiene que tomar en cuenta: el tamaño, granulometría, forma, orientación, composición química de las partículas y las fracciones sedimentables que contiene.

Cuando las propiedades superficiales de las partículas son importantes, las formas de éstas adquieren por lo menos la misma importancia que la granulometría. En condiciones normales, una característica significativa es la ubicación relativa de las partículas dentro del suelo, lo que determina la resistencia a los desplazamientos internos y constituye, por lo menos, una medida cualitativa de las fuerzas de resistencia a las fuerzas cortantes y a la compresión.

Se han realizado muchos intentos de clasificación del suelo o terrenos con base en propiedades comunes e identificables. Sin embargo, conforme se ha ido acumulando información acerca de las propiedades de los suelos, los sistemas de clasificación se han tornado cada vez más elaborados y complejos.

Un suelo o terreno cualquiera puede exhibir propiedades sólidas, viscosas, plásticas o líquidas; por tanto, cuando es posible predecir su verdadero estado físico, el diseño estructural de las cimentaciones se realiza tomando en cuenta esa información.

En contraste, los sólidos son materiales que tienen densidad, elasticidad y resistencia interna constantes, que se ven poco afectados por cambios normales de temperatura, variaciones en la humedad o vibraciones de intensidad inferior a los valores sísmicos. La deformación por fuerzas cortantes ocurre a lo largo de dos conjuntos de planos paralelos, cuyo ángulo es constante para cada material e independiente de la naturaleza o intensidad de las fuerzas externas que inducen a la deformación.

Estas propiedades básicas de los sólidos sirven para el diseño de cimentaciones sólo mientras los suelos siguen siendo sólidos. Pero si los cambios en las condiciones modifican las estructuras del

suelo, de modo que éstas ya no se comportan como sólidos, dichas propiedades se anulan y otro conjunto de reglas vienen a gobernar el nuevo estado físico.

Casi todos los suelos se comportan como sólidos, aunque sólo dentro de un cierto límite de carga, el cual depende de muchos factores externos, como flujo de humedad, temperatura, vibraciones, edad del suelo y, en algunos casos, velocidad de carga.

No existe subdivisión evidente entre los estados líquidos, plásticos. Estos tres estados de la materia tienen la propiedad común de que es muy difícil cambiar su volumen, aunque su forma cambia continuamente. Su diferencia estriba en la cantidad de fuerzas necesarias para comenzar su movimiento.

En el caso de los estados plásticos existe un valor mínimo necesario, pero en el caso de los líquidos, fuerzas prácticamente insignificantes ocasionan el movimiento.

Cuando la fuerza deja de ser aplicada, los materiales plásticos dejan de moverse, pero los de tipo líquido siguen moviéndose indefinidamente hasta que entran en juego fuerzas contrarrestantes.

En general, la división entre los estados sólido y plástico depende del porcentaje de humedad del suelo.

Dicho porcentaje, sin embargo, no es una constante, sino que disminuye al aumentar la presión a que está sometido el material. Por tanto, en los suelos saturados, la posibilidad de evitar desplazamientos o pérdidas de agua se traduce en la eliminación de problemas por cambio de volumen o por asentamiento.

Básicamente, las pruebas de laboratorio generan datos más exactos sobre las propiedades ingenieriles del suelo o terreno que las interpretaciones de las pruebas simples de campo, siempre que las muestras sean en verdad representativas de las condiciones del subsuelo. El análisis de suelos en laboratorios se ha desarrollado hasta convertirse en una maraña de pruebas interrelacionadas, con una variedad de criterios y métodos.

La American Society for Testing and Materials (ASTM) publica periódicamente un resumen de esos procedimientos. Muchas de las técnicas de prueba son exclusivamente aplicables a ciertos grupos de suelos, por lo que los datos resultan incorrectos cuando se intenta su utilización de alguna otra manera. Cuando estructuras afectables por los asentamientos, grandes terraplenes, presas o taludes pronunciados se van a cimentar sobre suelos blandos o de propiedades inciertas, conviene realizar pruebas de laboratorio sobre muestras representativas.

Por lo tanto se muestra una definición de una de las pruebas de laboratorio para conocer sus propiedades físicas de un determinado suelo en particular que es el objeto de esta tesis.

Las pruebas de índice, como las de los límites, de densidad y de distribución granulométrica, sirven para clasificar y caracterizar los suelos, conocer sus características ingenieriles generales, evaluar su aptitud como material de relleno y estimar su potencialidad de corrección mediante las técnicas de mejora del terreno. Es común realizar varias de estas pruebas en cada estrato de interés.

3.2. Granulometría

Cuando se hicieron las primeras investigaciones de las propiedades de los suelos se creían que las propiedades mecánicas dependían de las partículas que la constituyen, según su tamaño, por ello la búsqueda de métodos adecuados para obtener tal distribución aunque se ha creído que con una mayor experiencia es posible saber sus propiedades mecánicas de los suelos a partir de su distribución granulométrica o de la descripción por tamaños.

La granulometría puede determinarse por medio de mallas, la distribución por tamaños puede revelar algo de las propiedades físicas del material, según dicta la experiencia en la literatura nos indica que los suelos gruesos bien graduados, con amplia gama de tamaños, tienen un comportamiento ingenieril más aceptable.

En los suelos gruesos ha de mencionarse, que el comportamiento hidráulico y mecánico esta principalmente definido por la compacidad de los granos y su orientación, características que se destruyen por la manera en que se realiza la prueba de granulometría.

En suelos finos sin embargo, en estado inalterado, las propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en tal grado su estructuración e historia geológica que el conocimiento de su granulometría resulta poco útil, sin embargo tenemos que tener interés para familiarizarse con los criterios técnicos basados en la distribución granulométrica y con los métodos más importantes para su determinación.

Sistema para clasificar un suelo mediante criterios de granulometría.

El tamaño de las partículas que constituyen un suelo forma una parte descriptiva y su consecuente clasificación. Este criterio usado en mecánica de suelo desde un principio, donde el suelo es cribado es posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Las curvas se pueden ampliar notablemente en los tamaños finos, gracias a las técnicas de suspensiones.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños son las siguientes:

- a) Clasificación internacional.

Tamaño en mm

2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	limo	arcilla	Ultra- Arcilla (coloides)

- b) Clasificación M.I.T.

Fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el instituto de tecnología de Massachussts.

2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
gruesa	media	fina	grueso	medio	fino	gruesa	media	Fina (coloides)
Arena			Limo			Arcilla		

c) La siguiente clasificación está basada en la proposición original de Kopecky

Material	Característica	Tamaño mm
Piedra	-----	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla	-----	0.00002 a 0.0002

Estas clasificaciones que se presentaron a continuación pueden tener contradicciones porque depende cada una y no es equivalente con la anterior. En los términos de limos y arcillas se determina como para definir un tipo de tamaño sin embargo estos son usados para designar tipos de suelo con propiedades físicas definidas. Un suelo de comportamiento típicamente arcilloso, dentro de los límites apropiados de humedad, posiblemente no contenga más de un 20% de arcilla según el criterio granulométrico.

Para poder representar la distribución granulométrica siempre que se cuente con un número suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse a la numérica en tablas.

La gráfica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren al porcentaje, en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación a escala semilogarítmica resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos.

La forma de la curva da una idea de la distribución granulométrica del suelo, un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará presentado por una línea vertical, y en un suelo que posea una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

En donde:

D_{60} : Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor

D_{10} : Llamado por Hazen diámetro efectivo, es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso del suelo.

En realidad esta relación de 5-1 es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes, aun las arena naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario necesario para la graduación, se defina como 1 el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

D_{30} Se define como los D_{60} y D_{10} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

En un análisis mecánico se comprenden todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por malla y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro.

En nuestra investigación nosotros realizamos el primero para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo, generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N. 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pesar sucesivamente a través de un juego de tamices de de aberturas descendentes, hasta la malla 200, los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas la mallas de mayor tamaño, el complemento al 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiendo a cada abertura.

El método que se utilizo para poder determinar la granulometría de nuestro suelo fue la basada en la norma **ASTM D 422 – 63**.

Este método cubre la determinación cuantitativa de la distribución del tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo.

La distribución de las partículas mayores que 0.075 mm (retenido tamiz N° 200) es determinada por tamizado, la muestra es separada por un proceso de cuarteo o por cualquier otro método que permita una adecuada selección de la fracción representativa de la muestra a estudiar. La fracción seleccionada se divide en dos porciones: una contiene sólo las partículas retenidas en el tamiz N°

10 y la otra porción contiene las que pasan el tamiz N° 10, la cantidad seleccionada debe ser tal que compense el peso de las fracciones más finas o más gruesas de la muestra a estudiar.



Fotografía 1 Juego de mallas para separar los diferentes diámetros de material



Fotografía 2 Tamizadora analítica, para muestras húmedas o secas

A continuación se dan unos valores que pueden servir de orientación de la cantidad de muestra a tomar en función del tamaño máximo de la partícula de suelo para el material retenido en la malla No, 10:

Diámetro nominal de la partícula más grande		Cantidad mínima de muestra que debe quedar retenida en el tamiz N.10
pulgadas	milímetros	gramos
3/8	9.5	500
3/4	19	1000
1	25.4	2000
1 ½	38.1	3000
2	50.8	4000
3	76.2	5000

El tamaño de la fracción que pasa la malla No.10 debe ser de aproximadamente 115 g para arenas y 65 g. para limos y arcillas.

La muestra seleccionada debe estar seca o someterla a proceso de secado al horno por 110+/- 5°C por 24 horas o hasta lograr peso constante.

De la fracción a estudiar se tiene en cuenta el peso. De la cantidad total se separan aproximadamente 50 g. pasa malla No. 200 con ésta se realizará la prueba por hidrómetro, la fracción restante será usada para la prueba de tamizado por mallas.

Separamos la porción de la muestra a analizar y determinamos su peso.

Se disponen las mallas en orden ascendente de menor a mayor número de malla (o sea de mayor a menor abertura), ubicando además la tapa y el fondo.

El material es depositado de tal forma que pase por todas las mallas, generando en ellos movimiento lateral y vertical que faciliten la circulación de la muestra, esta agitación puede desarrollarse de forma manual o mecánica.

Una vez finalizado el proceso de agitación, se retira el contenido de cada malla y se determina el peso del material retenido en cada uno de los tamices. Al final la sumatoria del material retenido en cada uno de los tamices debe ser igual a la usada originalmente en el proceso de tamizado.

De cada uno de los tamices se obtiene el porcentaje retenido individual:

$$\text{porcentaje retenido individual} = \frac{\text{peso individual}}{\text{peso total}} \times 100$$

Luego, realizando una sumatoria de los porcentajes retenidos individuales, se calcula el porcentaje retenido acumulado.

Después de describir los pasos, se obtuvieron los siguientes resultados de los tamices que se indican en la siguiente tabla:

mallas		
Tamaño de partículas	Masa retenida	%
(mm)	(g)	pasa
76.2(3")	-----	-----
50.8(2")	-----	-----
38.1(1 1/2")	-----	-----
25.4(1")	-----	-----
19.05(3/4")	-----	-----
12.7(1/2")	-----	-----
9.53(3/8")	-----	100
6.35(1/4")	0.30	99.7
4.76(N0. 4)	0.08	99.6

2(No. 10)	1.75	97.7
0.84(No. 20)	1.27	96.3
0.42(No. 40)	2.03	94.1
0.25(No. 60)	4.08	89.7
0.149(No. 100)	3.14	86.4
0.074(No. 200)	6.54	79.3

Masa de la muestra 92.78 gramos

De donde:

$$D_{60} = 0.06$$

$$D_{30} = 0.03$$

$$D_{10} = 0.01$$

Para obtener el coeficiente de uniformidad:

$$C_u = \frac{0.06}{0.01} = 6$$

Y el coeficiente de curvatura:

$$C_c = \frac{(0.03)^2}{0.06 \times 0.01} = 1.5$$

Preparación	Según ASTM D422	
Porción de la muestra	Guijarros	-----
	% Grava	0.4
	% Arenas	20.3
	% Finos	79.3

Por lo anterior se tiene que la clasificación de este suelo en particular es fino en su mayoría que corresponde a arcillas y limos.

3.3. Límites de consistencia

La propiedad física más notable de una arcilla y algunos limos, es su plasticidad. Esta propiedad puede ser estudiada cuantitativamente por medio de pruebas de rutina de laboratorio. Las más útiles de estas, se denominan pruebas de límite líquido y plástico, ideadas por Atterberg.

El límite líquido, según su definición, es el contenido de agua de un suelo, que se expresa en porcentaje del peso seco, que posee una consistencia tal que dos secciones de una muestra de suelo, colocadas en una copa y separadas por una ranura, apenas si se tocan, pero sin escurrir hasta juntarse, bajo el impacto de varios golpes fuertes. En la determinación de este límite definido arbitrariamente influye la técnica que adoptan los distintos operadores, el dispositivo diseñado por Casagrande, ha eliminado la influencia del factor personal en dicha prueba, proporcionando un medio mecánico, para obtener un impacto constante y una herramienta para hacer una ranura de dimensiones exactas.

El uso de este dispositivo ha sido adoptado por varios laboratorios como método normal para la prueba de límite líquido.

Para llevar a cabo la prueba de este dispositivo, se determina el número de golpes de golpes para necesarios para cerrar la ranura practicada en una muestra de suelo, en una distancia en $\frac{1}{2}$ de pulgada en el fondo. Se ha encontrado que empíricamente que la curva que se obtiene trazando una gráfica con el contenido de agua de las diversas consistencias del mismo suelo, a escala aritmética, y el número de golpes correspondientes a cada consistencia, a escala logarítmica, es

una línea recta. Por definición se llama a esta curva, curva de fluidez. El contenido de agua que corresponde a esta curva a 25 golpes es el límite líquido.

El límite plástico de un suelo se define como el contenido de agua, expresado en porcentaje del peso seco, con el cual se desmoronará al rodarse un cilindro de suelo de 3 mm (1/8”) de diámetro con la mano.

De la curva de escurrimiento, del límite líquido, L_w , y del límite plástico, P_w pueden determinarse los siguientes índices:

El índice de la plasticidad, $I_w = L_w - P_w$

El índice de fluidez, F_w , que es igual a la pendiente de la curva de fluidez.

El índice de tenacidad, $T_w = \frac{I_w}{F_w}$

Haciendo un análisis comparativo de los límites y los índices arriba descritos, se puede hacer una distinción entre las arcillas y los suelos no plásticos, así como su clasificación de acuerdo con el grado de plasticidad.

Para las pruebas se cuenta con el aparato de límite líquido, incluyendo la cucharilla para hacer la ranura, vidrios de reloj (2 ½” de diámetro), gotero, una capsula de vidrio (100 mm de diámetro), espátula, balanza analítica y horno de temperatura constante.



Fotografía 3 Copa Casagrande y demás aditamentos

Procedimiento para la prueba. Para seleccionar pruebas para los límites de las muestras se tiene que revisar si el material presenta características homogéneas. Teniendo en cuenta el contenido de agua, se seleccionará una muestra que contenga 150 a 200 gramos de peso seco. Todas las partículas mayores de cerca de 1/16 de pulgada deberán quitarse, determinado y registrando el porcentaje así eliminado. La extracción de estas partículas puede efectuarse mejor amasando el suelo con los dedos. La muestra deberá entonces colocarse en una cápsula de porcelana, mezclándola perfectamente con agua destilada hasta darle consistencia de una pasta muy espesa. Puede ser necesario dejar la mezcla en reposo toda la noche y mezclarla otra vez para asegurarse de que de que la pasta sea homogénea.

Prueba del límite líquido. En condiciones atmosféricas secas, esta prueba deberá efectuarse en un cuarto húmedo.

1. Coloca de 50 a 80 gramos aproximadamente de la muestra preparada, en la copa del aparato de límite líquido.

La cantidad de suelo usado no influye en el resultado de la prueba con tal de que se use una cantidad suficiente para obtener una ranura completa.



Fotografía 4 Copa Casagrande con el material

2. Alíse la superficie, y hágase una ranura con el ranurador. Al hacer la ranura la herramienta deberá sostenerse perpendicular a la superficie de la copa, cortando la muestra a lo largo de una línea perpendicular al eje de rotación del platillo, a través del centro de soporte de la copa y el punto de contacto de esta con la base. Los alerones de la herramienta usada para hacer la ranura deberán apartar la masa de suelo en un tramo de 1 ½” cuando el platillo esté lleno adecuadamente.

En las arcillas puede generalmente hacerse una ranura limpia con una sola pasada de la herramienta. Sin embargo, en los suelos limosos puede ser necesario hacer la ranura con varias pasadas de la herramienta o con una espátula, usándola herramienta para comprobar las dimensiones. Al hacer las ranuras, téngase mucho cuidado de evitar que la muestra de suelo se mueva con relación al platillo.



Fotografía 5 Copa Casagrande con el material ranurado

3. Después de asegurarse de que las partes que se golpean estén limpias, colóquese el platillo en el dispositivo y désele vuelta a la manivela a una velocidad aproximada de dos vueltas por segundo hasta que el fondo de la ranura se cierre en una distancia de $\frac{1}{2}$ pulgada. La operación de mezclado, ranurado y determinación del número de golpes que se requieren, se repiten hasta que tres determinaciones sucesivas muestren una concordancia satisfactoria. Regístrese el número de golpes por cada una de estas tres últimas determinaciones en la hoja de datos.



Fotografía 6 Determinación del número de golpes



Fotografía 7 Medición de la unión entre la parte ranurada

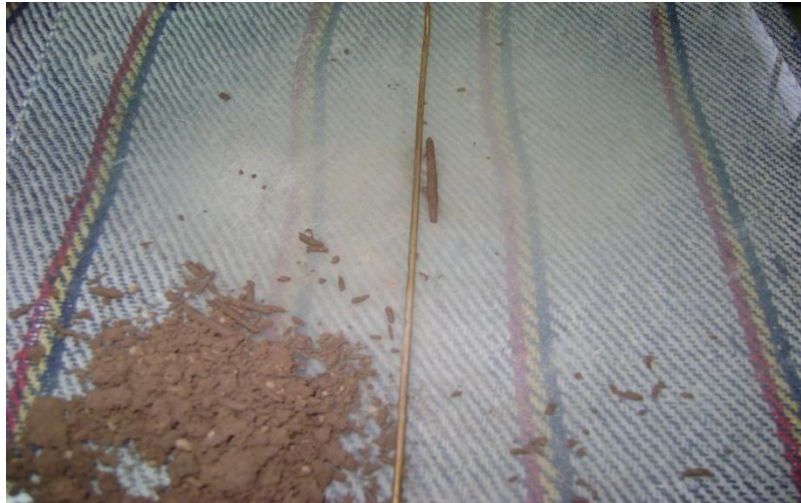
4. Póngase aproximadamente de 5 a 10 gramos de la porción de la muestra que está próxima a la ranura, en un par de vidrios de reloj.
5. Repítanse las etapas 2, 3 y 4 para obtener dos o tres puntos de la curva de fluidez entre 20 y 35 golpes, y dos o tres puntos entre 5 y 15, estimando el número de golpes con una aproximación de $\frac{1}{2}$ golpe cuando este número sea menor que 10.
Lo más conveniente es encontrar primero los puntos correspondientes a un número de golpes de cerca de 35 y después de agregar agua por medio de un gotero, para obtener la consistencia que corresponde a un número menor de golpes. Debe agregarse material adicional de la muestra preparada para reemplazar el material tomado para las determinaciones de contenido de agua.
6. Pénsese los vidrios de reloj que contienen la muestra con una aproximación de 0.001 gramos, en la balanza analítica y regístrense los pesos en la hoja de datos.
7. Quítense las abrazaderas de los vidrios de reloj, póngase el vidrio de reloj y colóquese en un horno de secado a temperatura constante, fija a temperatura de 105 ° C. las muestras deberán quedarse en el horno por lo menos 5 horas.
8. Sáquense del horno las muestras secadas, y colóquelas sobre un desecador hasta enfriarlas.
9. Pénsese los vidrios de reloj, con las muestras secadas, en una balanza analítica con una aproximación de 0.001 gramo y regístrense los pesos.
10. Calcúlense los contenidos de agua en por ciento del peso seco, a partir de la relación del peso del agua extraída por secado con el peso de la muestra seca.
11. Trácese la curva de fluidez en papel semi-logarítmico, y determínese el límite líquido como el contenido de agua correspondiente a 25 golpes.

A continuación se muestra una tabla con los resultados obtenidos de la prueba de límite líquido para tepetate de la mina Xochiquilar.

Vidrio		Límite Líquido				Cápsula 419	
Número	Gramos	V + W _h gramos	V + W _s gramos	W _w	W _s	W %	Número de golpes
214	21.24	28.09	25.86	6.85	4.62	48.3	37
187	26.02	32.10	30.10	6.08	4.08	49	26
203	21.91	26.79	25.18	4.88	3.27	49.2	16
210	20.18	26.23	24.18	6.05	4	51.3	8

Prueba del límite plástico.

1. Tómese una muestra que, tenga aproximadamente el tamaño de un cubo de ½”, de la muestra preparada, que se uso para la determinación del límite líquido.
2. Ruédese la muestra sobre una hoja de papel limpio o una placa de vidrio, esmerilado para reducir el contenido de agua. Dóblese y ruédese, y repítase este proceso hasta que el suelo se desmorone al tratar de hacer una barra de 3 mm de diámetro. (1/8”).



Fotografía 8 Elaboración de la barra de 3mm para su límite plástico

3. Inmediatamente colóquese la muestra desmoronada en un par de vidrios de reloj, pésese en una balanza analítica con aproximación de 0.001 gramos y regístrese este peso en la hoja de datos.
El proceso descrito debe repetirse por lo menos dos veces.
4. Séquense las muestras, con los vidrios de reloj, en un horno a temperatura constante, fija a 105 ° C., por lo menos durante 5 horas.
5. Sáquese la muestra del horno, ciérrense los vidrios y colóquese en un lugar donde se puedan enfriar.
6. Péseñse los vidrios de reloj con la muestra seca, con ayuda de la balanza analítica y regístrense los pesos.

7. Calcule el contenido de agua en por ciento del peso seco, dividiendo el peso del agua extraída con el secado por el peso de la muestra seca. Por lo menos los resultados de dos determinaciones deberían corresponder con una diferencia máxima de $\pm 2 P_w/100$. Úsese el valor promedio del límite plástico, P_w .

Índices deducidos.

1. El índice de fluidez, F_w , es por definición igual a la pendiente de la curva de fluidez. Numéricamente es igual a la diferencia que hay entre el contenido de agua a los 10 y a los 100 golpes, o la diferencia entre los contenidos de agua a 1 golpe y a 10.
2. El índice de plasticidad, I_w , es la diferencia entre el límite líquido y el plástico.

$$I_w = L_w - P_w$$

3. El índice de tenacidad, T_w , es la relación índice de la plasticidad con el índice del escurrimiento:

$$T_w = \frac{I_w}{F_w}$$

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos en la prueba de límite plástico:

vidrio		Límite Líquido				
Número	Gramos	V + W _h gramos	V + W _s gramos	W _w	W _s	W %
261	23.17	30.68	28.96	6.85	4.62	29.7
28	21.81	30.52	28.52	6.08	4.08	29.8
promedio						29.8

$$L_w = 49 \% , \text{ y } P_w = 29.8 \%$$

$$I_w = 49\% - 29.8\% = 19.2\%$$

Y cuya clasificación es ML (limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos y arcillosos ligeramente plásticos), es un limo de baja compresibilidad, de color café amarillento, con poca arena fina.

3.4. Densidad de sólidos

La densidad se define como la relación del peso de un volumen dado de una sustancia con el peso de un volumen igual de cualquier otra sustancia tomada como unidad. La densidad de los sólidos generalmente se refiere al agua a 4°C., y la densidad de los gases, al aire. En el campo de la mecánica de suelos, la relación es con agua a 4°C.

En mecánica de suelos se emplean los términos “densidad” y “densidad de masa”, el primero se representa S_s es igual al peso de la materia solida, w_s de una masa de suelo dividido entre ($V_s \cdot \gamma_0$), que es el peso de un volumen equivalente de agua a 4°C. El símbolo γ_0 designa el peso unitario del agua a 4°C.

La densidad de masa (densidad bruta), que se designa con el símbolo S_m , es igual al peso total (aire, agua y sólidos) W , de una masa dada de suelo, dividido entre ($V \cdot \gamma_0$), que es el peso de un volumen equivalente de agua a 4°C.

Si un suelo está completamente saturado, la densidad de masa puede determinarse indirectamente calculándola de la oquedad, e , el contenido de humedad, w , y la densidad, S_s , como sigue:

$$S_m = \frac{S_s(1 + w)}{(1 + e)}$$

En el caso de suelos parcialmente saturados, es más conveniente determinar la densidad de masa directamente. El volumen de una masa dada de suelo puede determinarse sumergiendo éste en mercurio y midiendo la cantidad de mercurio que desplaza.

La determinación directa de la densidad de un suelo, S_s , generalmente se hace por medio de un frasco volumétrico calibrado. Este es un frasco calibrado para contener, al llenarse hasta una

marca determinada grabada en su cuello, un volumen definido de líquido. Sin embargo, este volumen es una función de la temperatura.

El objeto específico de este frasco es proporcionar un medio para determinar el peso de un volumen dado de la sustancia normal (agua) a la cual se relaciona la densidad.

Al hacer pruebas de rutina no es práctico mantener constante la temperatura particular para la cual está calibrado un frasco. Por esta razón es necesario hacer una calibración de temperatura.

Calibración del Frasco Volumétrico

El peso de un frasco lleno de agua hasta una graduación dada es una función de la temperatura. Las variaciones se deben a la expansión y contracción del vidrio y a los cambios de densidad del agua misma.

El procedimiento seguido para obtener una curva de calibración de temperatura consiste en determinar el peso del frasco, W_b , el peso del frasco lleno de agua a cualquier temperatura T_1 , W'_{bw} , y el coeficiente de expansión volumétrica del frasco, a_c .

El peso del frasco lleno de agua a cualquier temperatura T_1 , W'_{bw} se toma como el promedio de cinco determinaciones de este peso a la temperatura del cuarto. El coeficiente de expansión volumétrica del frasco se obtiene determinando W''_{bw} , peso del frasco lleno de agua a una temperatura T_2 , por lo menos 10° más alta que T_1 . Habiendo determinado estas cantidades el coeficiente de expansión volumétrica, a_c , puede expresarse como sigue:

$$a_c = \frac{1}{T_1 - T_2} \cdot \frac{\gamma'_{T_1}}{\gamma''_{T_2}} \cdot \frac{W''_{bw} - W'_{bw}}{W'_{bw} - W_b}$$

En donde: γ'_{T_1} es la densidad del agua correspondiente a T_1 y γ''_{T_2} es la densidad del agua correspondiente a T_2 . La densidad del agua γ_T , es una función de la temperatura.

El peso W_{bw} del frasco más el agua a cualquier otra temperatura T , se puede expresar en función de las cantidades W_b , W'_{bw} , T , T_1 , y a_c determinadas como se describió arriba:

$$W_{bw} = W_b + (W'_{bw} - W_b) \cdot \frac{\gamma_T}{\gamma'_{T_1}} [1 + a_c \cdot (T - T_1)]$$

La curva de calibración deseada es la gráfica obtenida tomando como coordenadas la temperatura y los valores de W_{bw} .

Aparatos. Un frasco volumétrico Pyrex con capacidad de 500 cé., termómetro con divisiones de 0.1 °C., graduado de 0° a 50°C., balanza, gotero, agua destilada, solución para limpiar cristalería, alcohol para limpiar, y éter.

Procedimiento.

1. Obténgase el peso seco del frasco, W_b , con una aproximación de 0.01 g. en una balanza de laboratorio. Regístrese este peso en la Hoja de Datos.

Para limpiar el frasco, enjuáguese con solución para limpiar cristales. Después de enjuagarlo, póngase de nuevo la solución en la botella, y enjuáguese el frasco perfectamente con agua de la llave. Para secar el frasco con rapidez, sacúdase el agua que sea posible y después enjuáguese con alcohol. Este disolverá el agua que queda en el frasco. Sacúdase todo el alcohol que sea posible, y enjuáguese cuidadosamente con una pequeña cantidad de éter. El éter disolverá el alcohol que quede en el frasco. Póngase el

frasco boca abajo durante unos 15 ó 20 minutos. Los vapores del éter, siendo más pesados que el aire, se escaparán rápidamente, dejando seco el frasco.

Precaución: El éter es altamente inflamable y explosivo. ¡Apáguese todas las flamas cuando se use! No fume.

2. Llénese el frasco con agua destilada, agregando las últimas gotas con un gotero, hasta que el fondo del menisco coincida con marca del cuello.
3. Después de asegurarse de que el exterior del frasco esté seco y de que no queda agua adherida en el interior del cuello, arriba de la graduación, pésese el frasco más el agua, W'_{bw} , con una aproximación de 0.01 g. en una balanza de laboratorio y anótese el peso en la Hoja de Datos.
4. Inmediatamente después de pesar, determínese la temperatura del agua contenida en el frasco sumergiendo un termómetro hasta la mitad del mismo. Regístrese la temperatura, T_1 , con una aproximación de 0.1° C.
5. Repítanse las etapas 2, 3 y 4, cinco veces y regístrese el promedio de los valores del T_1 Y W'_{bw} en las columnas correspondientes.
6. Después colóquese la botella, llena de agua hasta la altura de la graduación, aproximadamente, en un baño de María cuya temperatura sea cuando menos 10°C. Más alta que la del ambiente.
7. Después de que la temperatura del agua del frasco haya alcanzado la temperatura del baño de María, T_2 ajústese el nivel del agua del frasco hasta que coincida con la marca de graduación, y quítese el agua que esté adherida al interior del cuello, arriba de la graduación. Regístrese la temperatura, T_2 .
8. Quítese el frasco del baño de María, séquese cuidadosamente el exterior, y pésese en una balanza de laboratorio. Regístrese este peso, W''_{bw} en la Hoja de Datos.
9. Repítanse las etapas 6, 7 Y 8 cuando menos tres veces y calcúlese el coeficiente de expansión volumétrica del frasco a_c correspondiente a cada uno de estos valores W''_{bw} , como se explica en la Hoja de Datos.
10. Usando el promedio de los valores del coeficiente de expansión volumétrica, a_c determinado en la etapa 9, y el promedio del peso del frasco lleno de agua a la temperatura ambiente, T_1 determinado en la etapa 5, calcúlese el peso del frasco, W_{bw} a otras temperaturas, T, llenando la tabla que para el efecto se proporciona al calce de la Hoja, de Datos.
Prepárese una curva de calibración que muestre la relación que existe entre la temperatura y los pesos correspondientes del frasco lleno de agua. Se muestra una curva de calibración típica.

Debe tenerse en cuenta que la presencia de aire disuelto en el agua destilada usada en la calibración de un frasco, no afecta los resultados. En una solución verdadera, las moléculas de la substancia disuelta penetran la estructura de las moléculas del solvente sin ocasionar un aumento en el volumen de éste. El peso total de la solución es la suma de los pesos combinados de sus dos constituyentes; en el caso considerado, el peso del aire es prácticamente cero para los fines propuestos, de modo que su presencia, cuando está disuelto, no introduce ningún cambio ni en el peso ni en el volumen del agua. En la prueba de densidad es necesario expulsar todo el aire contenido en la muestra de suelo, pero no tiene caso el tratar de expulsar el aire disuelto en el agua destilada que se le agrega al suelo.

Determinación de la Densidad

Usando un frasco volumétrico calibrado, la densidad S_s , se determina como sigue:

Si.

W_s = Peso seco de la materia sólida.

W_{bws} = Peso del frasco con agua a la temperatura T, más los sólidos.

W_{bw} = Peso del frasco con agua solamente, a la temperatura T (obtenida de la curva de calibración).

Entonces:

$$S_s = \frac{W_s}{(W_s + W_{bw}) - W_{bws}}$$

El denominador de esta ecuación es igual al peso del agua desplazada por el sólido. Existe un error en el hecho de que, en este método, la densidad está referida al agua a 20°C., en lugar de 4°C. El error en que se incurre puede examinarse como sigue: En la expresión.

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{bw} - W_{bws}}$$

Denominador representa el peso del volumen de agua que desplaza la muestra a la temperatura de calibración, 20°C. Este volumen de agua tendría un peso diferente a 4°C., que es la temperatura tomada como normal para la densidad. El error en el valor de la densidad es de 0.002, que se puede despreciar en las pruebas de rutina.

Teniendo ya una curva de calibración para el peso del frasco con agua, W_{bw} , sólo falta hacer la determinación de W_s y W_{bws} .

APARATOS. Frasco volumétrico calibrado de 500 cc., termómetro con divisiones de 0.1°C. desde 0 hasta 50°C., bomba de vacío, baño de glicerina, embudo de vidrio, agua destilada, batidora mecánica, cápsula (215 mm. de diámetro), espátula, balanza de laboratorio y gotero.

Procedimiento.

- A. Para suelos sin cohesión, secados al horno:
 1. Pésene aproximadamente 80 g. de suelo secado al horno, con una aproximación de 0.01 g.; regístrese el peso, W_s , en la Hoja de Datos.



Fotografía 9 Colocación y pesado del material con el matraz

2. Con la ayuda de un embudo, viértase cuidadosamente esta muestra en un frasco volumétrico calibrado y agréguese suficiente agua destilada para llenarlo hasta la mitad.



Fotografía 10 Vertido de agua destilada al material contenido en el matraz



Fotografía 11 Llenado de agua hasta la mitad del matraz

3. Por medio de la bomba de vacío hágase el vacío en el frasco que contiene el suelo y el agua, durante 15 minutos aproximadamente, a fin de extraer cualquier cantidad de aire que haya quedado aprisionado. Rodando cuidadosamente la botella de vez en cuando, se hará más expedito este proceso.



Fotografía 12 Sistema de vacío para poder extraer el aire atrapado



Fotografía 13 Extracción del aire contenido en los matraces

4. a) Agréguese cuidadosamente suficiente agua destilada para el nivel de la suspensión apenas llegue a la base del cuello de la botella, y hágase otra vez el vacío para comprobar si se ha expulsado completamente el aire. Aunque ocurra cierta ebullición, la superficie de la suspensión permanecerá substancialmente a la misma elevación que tenía antes de que se hiciera el vacío, si no hay aire. Sin embargo, en caso de no haberse extraído todo el aire, esto quedará indicado por un ascenso en la elevación de la suspensión en el cuello. Esto hará necesario repetir las etapas 1, 2 y 3.



Fotografía 14 Llenado del matraz con agua destilada hasta la base del cuello

b) Si la prueba de vacío indica que no se ha extraído el aire, esto será indicio de la presencia de materia orgánica. Por lo general, la presencia de materia orgánica se delata por el olor y también por la formación de una película oscura y aceitosa cuando el suelo se mezcla con el agua. En este caso no puede tenerse confianza en el método de vacío para extraer el aire y es necesario acudir a un método más vigoroso para extraer el contenido de gas. Esto puede hacerse hirviendo la suspensión contenida en el frasco, en un baño de glicerina durante un periodo de 30 minutos, agregándole agua destilada de vez en cuando, cuidadosamente a fin de evitar que la muestra hierva en seco. La botella siempre deberá estar llena aproximadamente hasta la mitad.

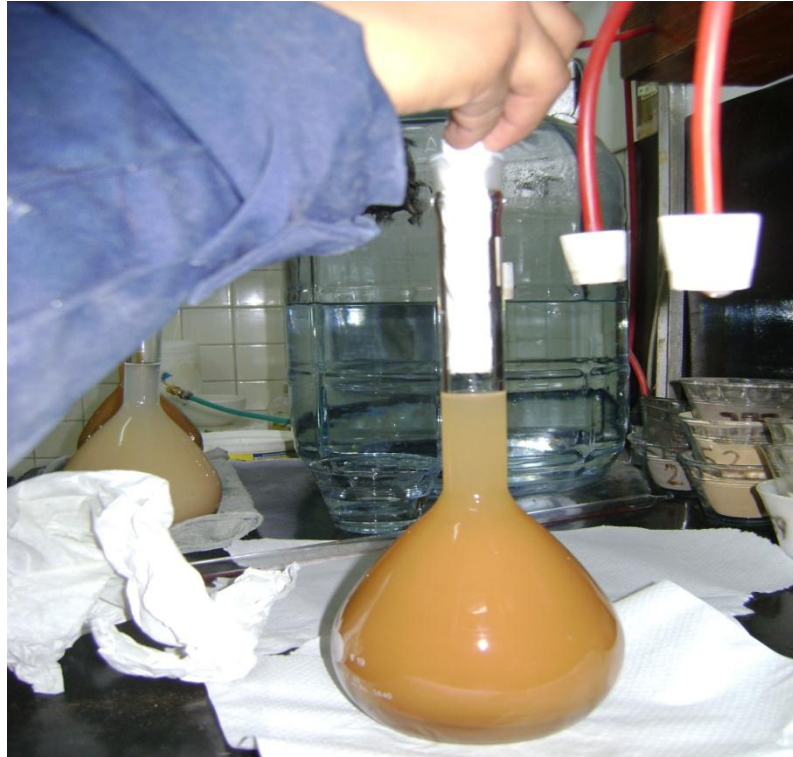
Se dejará enfriar entonces la botella a la temperatura ambiente interior, después de lo cual se continuará la prueba como se explica en el párrafo 4 a).

5. Cuando ya se haya extraído el aire de la suspensión por cualquiera de los dos métodos, agréguese agua destilada hasta que el nivel de la suspensión quede justamente abajo de la marca de calibración del cuello. Agréguese las últimas gotas con un gotero. Continúese llenando de este modo hasta que el fondo del menisco coincida justamente con la marca de calibración.



Fotografía 15 Llenado de todos los matraces con agua destilada

6. Después de asegurarse de que el exterior del frasco esté seco y de que no haya agua adherida al interior del cuello arriba de la graduación, pésese el frasco más la suspensión, con una aproximación de 0.01 g. en una balanza de laboratorio, y regístrese este peso, W_{bws} , en la Hoja de Datos



Fotografía 16 Secado del cuello matraz para evitar agua adherida

7. Inmediatamente después de pesar, determínese la temperatura de la suspensión sumergiendo un termómetro en el frasco. Regístrese la temperatura con una aproximación de 0.10°C.



Fotografía 17 Medición de la temperatura de la suspensión



Fotografía 18 Pesaje de la suspensión del material con el agua destilada

8. Calcúlese la densidad por medio de la fórmula:

$$S_s = \frac{W_s}{W_s + W_{bw} - W_{bws}}$$

Para nuestro suelo es de tipo cohesivo

B. Para suelos con cohesión:

- 1 Pésese una cantidad suficiente de suelo húmedo que tenga aproximadamente 80 g. de sólidos, teniendo en cuenta el contenido de agua.
- 2 Colóquese la muestra en una cápsula y mézclase con agua destilada hasta formar una pasta uniforme.
- 3 Colóquese en una batidora mecánica, agréguese agua hasta formar aproximadamente 250 cc. de suspensión, y agítase durante 15 minutos. Procédase como se describe en los párrafos 2 a 7, que se refieren a suelos secos, sin cohesión.
- 4 Pásese todo el contenido del frasco a una cápsula grande, usando agua de la llave para enjuagar, y séquese a una temperatura de 105°C. para obtener el peso de los sólidos secos, W_s . El tiempo requerido para el secado dependerá de varios factores, incluyendo la cantidad de material que debe secarse, el contenido del horno, etc. El secado no deberá ser de menos de 12 horas.
- 5 Calcúlese la densidad de la fórmula:

$$S_s = \frac{W_s}{(W_s + W_{bw}) - W_{bws}}$$

En este método de determinar la densidad de los suelos influye mucho la presencia del aire adherido a las partículas de suelo. Por lo tanto, es muy importante que se tenga especial cuidado de cerciorarse de que se haya extraído por completo.

Si se tiene cuidado al calibrar el frasco volumétrico, es muy posible obtener un valor, para el volumen de agua contenida en el frasco a la temperatura de calibración, del orden de 500.00 + 0.03 cc., como promedio de cinco ensayos. Si la temperatura se lee con una aproximación de 0.10°C. y las pesadas se hacen con una aproximación de 0.01 g., Ss tendrá un valor de 2.700 + 0.005, que es evidentemente correcto hasta la tercera cifra significativa.

Los resultados obtenidos de acuerdo a la prueba de densidad de sólidos se expresan a continuación:

Número de matraz PIC	Temperatura °C	PIC + W _w G	PIC + W _w + W _s g	W _{bws} g	W _{bw} g	W _s g	V _s cm ³	S _s
2	23.8	183.09	232.58	687.53	657.52	49.49	19.48	2.54

4. Pruebas mecánicas (de laboratorio) del material elegido.

4.1. Pruebas Proctor.

4.1.1 Prueba Proctor EC=597.37 [kJ/m³] (6.11 [kg*cm/cm³]).

Ensayo Proctor

Energía Específica de Compactación [kJ/m³]		597.33
Cilindro	Número de Capas	3
D [cm]	Número de Golpes	22
h [cm]	h caída del martillo [cm]	30.1
A [cm ²]	Peso del Martillo [kg]	2.92
V [cm ³]	g [m/s ²]	9.779
Tara [g]		18.19

Contenido de Agua

Prueba	Capsula c [g]	Wh+c [g]	Ws+c [g]	Ww [g]	Ws [g]	w [%]
1	666	113.5	204.91	182.35	22.56	68.85
2	516	118.33	213.51	188.94	24.57	70.61
3	514	120.07	215.91	190.2	25.71	70.13
4	602	106.15	207.9	179.76	28.14	73.61
5	545	114.25	228.51	196.34	32.17	82.09
6	619	120.36	214.79	186.99	27.8	66.63
7	594	119.81	220.8	190.3	30.5	70.49
8	730	120.24	211.38	182.54	28.84	62.3

Peso Volumétrico Seco

Wh+T [g]	Wh [g]	1/(1+w)	PVH [Mg/m ³]	PVS [Mg/m ³]
3263	1444	0.7532	1.520527	1.14526
3305	1486	0.741858	1.564753	1.16082
3344	1525	0.73174	1.60582	1.17504
3374	1555	0.72344	1.637409	1.18457
3385	1566	0.718449	1.648992	1.18472
3394	1575	0.705602	1.658469	1.17022
3402	1583	0.69799	1.666893	1.16347
3410	1591	0.683564	1.675317	1.14519

PVSP	1.186
%w	38.7

Tesis Profesional
"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"
Presentan
Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
Dirige
M.I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto
Pruebas Proctor

Dibujo
Pruebas Proctor 1

Archivo
PP06

Fecha
12/08/2010

Escala
SIN

Figura
PP-1

4.1.2. Prueba Proctor EC=1194.74 [kJ/m³] (12.21 [kg*cm/cm³]).

Ensayo Proctor

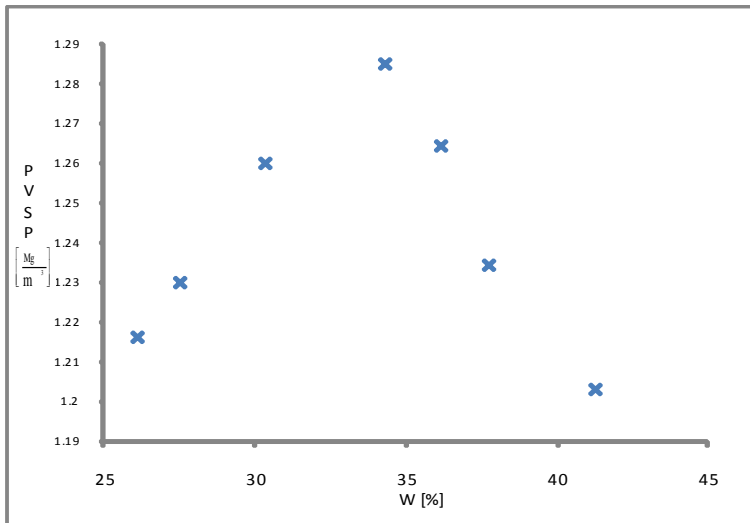
Energía Específica de Compactación [kJ/m ³]		1194.7	
Cilindro	1	Número de Capas	4
D [cm]	10.14	Número de Golpes	33
h [cm]	11.76	h caída del martillo [cm]	30.1
A [cm ²]	80.75433	Peso del Martillo [kg]	2.92
V [cm ³]	949.6709	g [m/s ²]	9.779
Tara [g]	18.19		

Contenido de Agua

Prueba	Capsula [g]	c [g]	Wh+c [g]	Ws+c [g]	Ww [g]	Ws [g]	w [%]
1	514	120.07	194.99	179.46	15.53	59.39	26.1492
2	545	114.25	208.3	188	20.3	73.75	27.5254
3	619	120.36	199.12	180.79	18.33	60.43	30.3326
4	666	113.5	216.88	189.44	27.44	75.94	36.1338
5	591	126.5	228.15	200.3	27.85	73.8	37.7371
6	529	119.2	212.65	185.33	27.32	66.13	41.3126

Peso Volumétrico Seco

Wh+T [g]	Wh [g]	1/(1+w)	PV [Mg/m ³]	PVS [Mg/m ³]
3276	1457	0.792712	1.534216	1.21619
3308	1489	0.784157	1.567912	1.22949
3378	1559	0.767268	1.641621	1.25956
3453	1634	0.734571	1.720596	1.2639
3433	1614	0.726021	1.699536	1.2339
3433	1614	0.707651	1.699536	1.20268



PVSP 1.285
%w 34.3



Tesis Profesional
 "Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M.I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto Pruebas Proctor Archivo PP12 Escala SIN
 Dibujo Pruebas Proctor 1 Fecha 14/08/2009 Figura PP-2

4.1.3. Prueba Proctor EC=1774.02 [kJ/m³] (18.14 [kg*cm/cm³]).

Ensayo Proctor

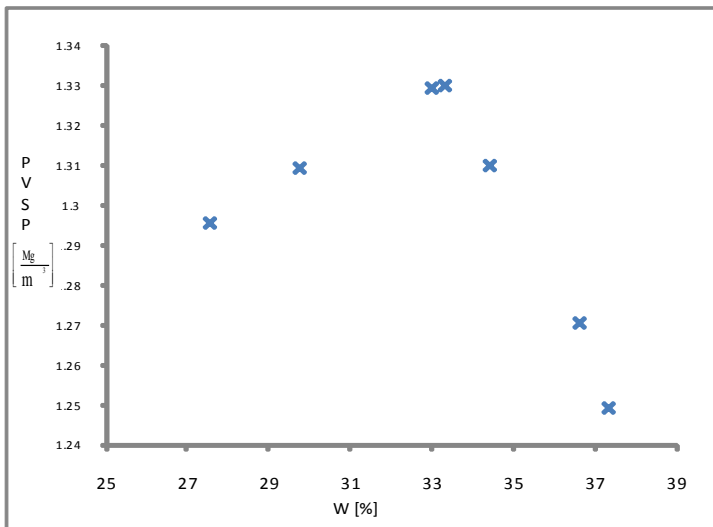
Energía Específica de Compactación [kJ/m³]		1773.9
Cilindro	1	Número de Capas
D [cm]	10.14	Número de Golpes
h [cm]	11.76	h caída del martillo [cm]
A [cm ²]	80.75433	Peso del Martillo [kg]
V [cm ³]	949.6709	g [m/s ²]
Tara [g]	18.19	

Contenido de Agua

Prueba	Capsula	c [g]	Wh+c [g]	Ws+c [g]	Ww [g]	Ws [g]	w [%]
1	630	129.53	233.14	210.76	22.38	81.23	27.5514
2	711	119.67	244.94	216.23	28.71	96.56	29.7328
3	807	108.51	207.65	183.05	24.6	74.54	33.0024
4	633	120.27	222.19	196.08	26.11	75.81	34.4414
5	578	113.28	219.92	191.32	28.6	78.04	36.6479
6	525	103.88	224.03	191.34	32.69	87.46	37.3771

Peso Volumétrico Seco

Wh+T [g]	Wh [g]	1/(1+w)	PVH [kg/m ³]	PVS [kg/m ³]
3388	1569	0.783998	1.652151	1.29528
3432	1613	0.770815	1.698483	1.30922
3498	1679	0.751866	1.767981	1.32928
3491	1672	0.743819	1.76061	1.30957
3468	1649	0.731808	1.736391	1.2707
3449	1630	0.727923	1.716384	1.2494



PVSP 1.33
%w 33.3



Tesis Profesional
“Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”

Presentan
Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige
M.I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto
Pruebas Proctor

Archivo
PP18

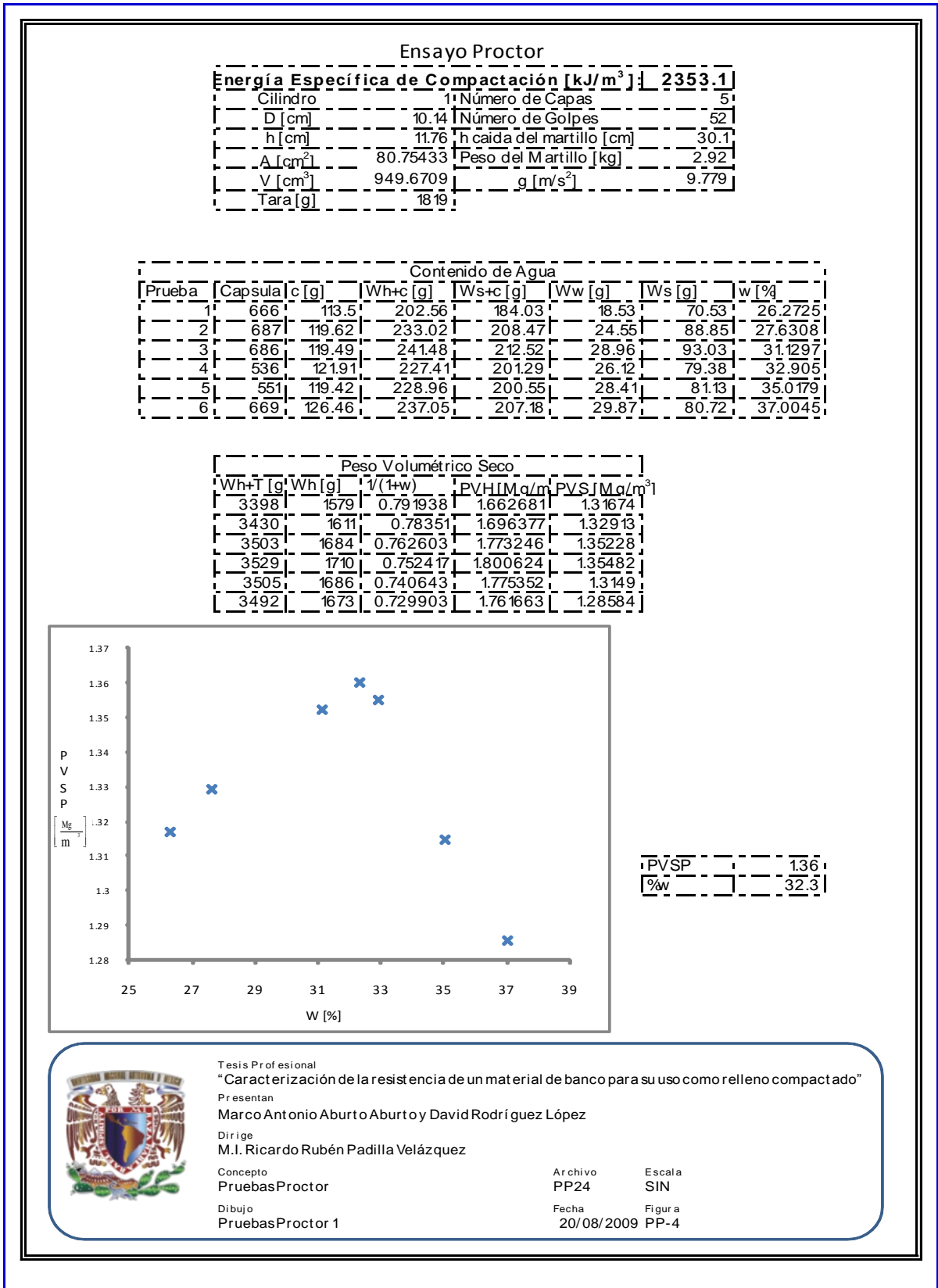
Escala
SIN

Dibujo
Pruebas Proctor 1

Fecha
18/08/2009

Figura
PP-3

4.1.4. Prueba Proctor EC=2353.29 [kJ/m³] (24.06 [kg*cm/cm³]).



4.1.5. Prueba Proctor EC=2941.62 [kJ/m³] (30.08 [kg*cm/cm³]).

Ensayo Proctor

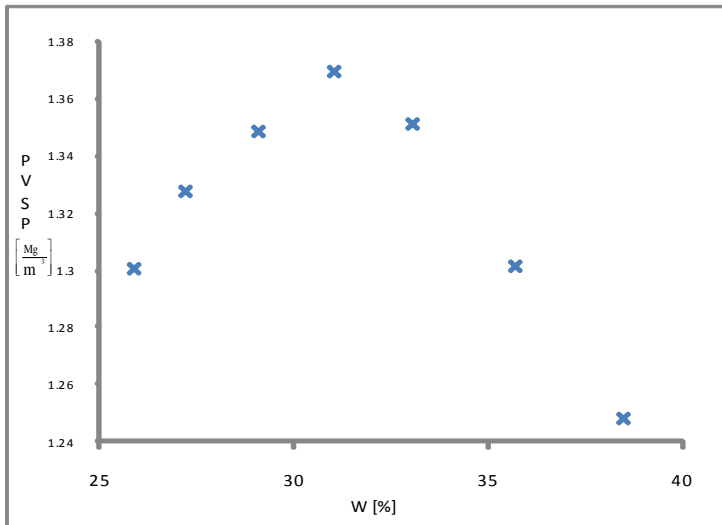
Energía Específica de Compactación [kJ/m ³]		2941.40	
Cilindro	1	Número de Capas	5
D [cm]	10.14	Número de Golpes	65
h [cm]	11.76	h caída del martillo [cm]	30.1
A [cm ²]	80.75433	Peso del Martillo [kg]	2.92
V [cm ³]	949.6709	α [m/s ²]	9.779
Tara [g]	18.19		

Contenido de Agua

Prueba	Capsula [g]	Wh+c [g]	Ws+c [g]	Ww [g]	Ws [g]	w [%]
1	190	116.96	234.84	210.63	24.21	25.8461
2	649	129.42	247.45	221.98	25.47	27.1932
3	598	104.63	222.96	196.28	26.68	29.1107
4	520	121.76	241.81	212.01	29.8	33.0194
5	711	119.67	235.93	205.34	30.59	35.7068
6	544	120.37	251.06	214.75	36.31	38.4721

Peso Volumétrico Seco

Wh+T [g]	Wh [g]	$V/(1+w)$	PVH [Mg/m ³]	PVS [Mg/m ³]
3373	1554	0.794622	1.636356	1.30028
3422	1603	0.786206	1.687953	1.32708
3472	1653	0.774529	1.740603	1.34815
3526	1707	0.75177	1.797465	1.35128
3496	1677	0.736883	1.765875	1.30124
3460	1641	0.722167	1.727967	1.24788



PVSP	1.369
%w	31



Tesis Profesional
“Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”

Presentan:
Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige:
M.I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto:
Pruebas Proctor

Dibujo:
Pruebas Proctor 1

Archivo:
PP30 Escala
SIN

Fecha:
20/08/2009 Figura
PP-5

4.2. Pruebas triaxiales.

4.2.1. Prueba triaxial del tipo CD con $EC=591.48 \text{ [kJ/m}^3\text{]} (6.05 \text{ [kg*cm/cm}^3\text{)]}$.

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	136.81

Probeta #	1
σ_{corf} [kPa]	48.895
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.180
Lect final micrómetro [mm]	6.35

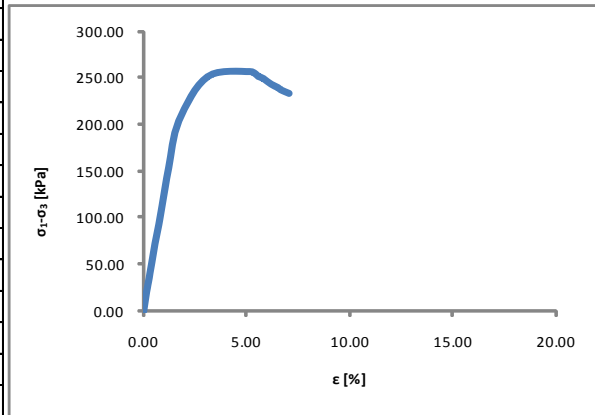
Δ_d [cm] =	0.617
Lc [cm] =	8.743
Ac [cm ²] =	10.66
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	136.81

Dc [cm] =	3.68
Lc [cm] =	8.743
Ac [cm ²] =	10.66
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	136.81
Pvol _{ini} [g/cm ³]	1.47

%w=	37.51
Cap #	766
Cap [g]	120.9
Cap+wh [g]	257.71
Cap+ws [g]	220.39
Wmi [g]	136.81
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.180	0	0.00	0.00
2	0.240	10	0.07	10.35
3	0.300	20	0.14	20.68
4	0.380	30	0.23	31.00
5	0.520	50	0.39	51.58
6	0.660	70	0.55	72.09
7	0.820	90	0.73	92.52
8	0.960	110	0.89	112.90
9	1.240	150	1.21	153.46
10	1.670	200	1.70	203.59
11	2.890	250	3.10	250.87
12	4.690	261	5.16	256.35
13	4.940	259	5.44	253.62
14	5.040	257	5.56	251.35
15	5.270	255	5.82	248.70
16	5.590	250	6.19	242.88
17	5.880	247	6.52	239.12
18	6.000	245	6.66	236.83
19	6.35	242	7.06	232.93



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	256.35
e_{rup} [%] =	5.16
σ_1 [kPa] =	305.24
σ_3 [kPa] =	48.895

E_{33} [kPa]	1286.75
E_{50} [kPa]	12666.38
E_{tan} [kPa]	15059.66

wi [%]	37.51
ei [%]	143
Gi [%]	68.2
wf [%]	37.51
ef	143
Gf [%]	68.2



Tesis Profesional
 "Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=591486 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT06-01
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-1

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	139.17

Probeta #	2
σ_{conf} [kPa]	97.79
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.220
Lect final micrómetro [mm]	12

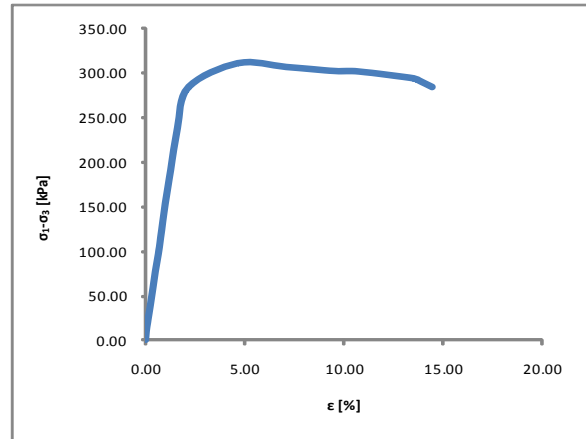
Δd [cm] =	1.78
Lc [cm] =	8.182
Ac [cm ²] =	11.39
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	139.17

Dc [cm] =	3.81
Lc [cm] =	8.182
Ac [cm ²] =	11.39
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	139.17
Pvol _{inh} [g/cm ³]	1.49

%w=	37.16
Cap #	676
Cap [g]	119.76
Cap+wh [g]	258.9
Cap+ws [g]	221.2
Wmi [g]	139.17
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.220	0	0.00	0.00
2	0.250	10	0.04	9.69
3	0.300	20	0.10	19.36
4	0.410	40	0.23	38.68
5	0.520	60	0.37	57.94
6	0.620	80	0.49	77.15
7	0.740	100	0.64	96.30
8	0.840	120	0.76	115.42
9	1.030	160	0.99	153.53
10	1.250	200	1.26	191.39
11	1.530	250	1.60	238.41
12	1.980	300	2.15	284.49
13	4.020	337	4.64	311.43
14	6.000	341	7.06	307.13
15	8.000	345	9.51	302.56
16	9.000	349	10.73	301.94
17	11.250	351	13.48	294.31
18	11.470	349	13.75	291.73
19	12	343	14.40	284.56



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	311.43
e_{rup} [%] =	4.64
σ_1 [kPa] =	409.22
σ_3 [kPa] =	97.79

E_{33} [kPa]	15195.89
E_{50} [kPa]	15495.62
E_{1cm} [kPa]	26403.3

wi [%]	37.17
ei	139
Gi [%]	69.53
wf [%]	37.17
ef	139
Gf [%]	69.53



Tesis Profesional

“Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”

Presentan
Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige
M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto
Pruebas de Compresión Triaxial para E=591486 [kJ/m³]

Dibujo
Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
PT06-02
Fecha
13/09/2009

Escala
SIN
Figura
PT-2

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	140.01

Probeta #	3
σ_{conf} [kPa]	146.685
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.170
Lect final micrómetro [mm]	16.04

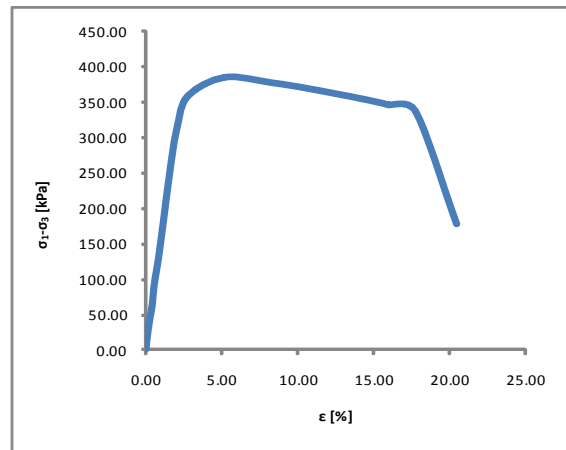
Δ_d [cm] =	1.587
Lc [cm] =	7.773
Ac [cm ²] =	1199
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	140.01

Dc [cm] =	3.91
Lc [cm] =	7.773
Ac [cm ²] =	1199
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	140.01
Pvolini [g/cm ³]	150

%w=	36.73
Cap #	349
Cap [g]	118.01
Cap+wh [g]	258.02
Cap+ws [g]	220.41
Wmi [g]	140.01
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.170	0	0.00	0.00
2	0.210	10	0.05	9.20
3	0.290	30	0.15	27.58
4	0.390	50	0.28	45.90
5	0.500	70	0.42	64.18
6	0.600	100	0.55	91.56
7	0.860	150	0.89	136.88
8	1.280	250	1.43	226.89
9	1.500	300	1.71	271.48
10	1.780	350	2.07	315.57
11	2.320	400	2.77	358.09
12	4.180	440	5.16	384.21
13	6.600	446	8.27	376.66
14	8.610	448	10.86	367.69
15	11.200	448	14.19	353.94
16	12.310	447	15.62	347.28
17	12.550	446	15.93	345.23
18	13.920	445	17.69	337.24
19	16.04	242	20.42	177.32



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	384.21
e_{rup} [%] =	5.16
σ_1 [kPa]=	530.89
σ_3 [kPa]=	146.685

E_{33} [kPa]	1575.55
E_{50} [kPa]	1576.47
E_{tan} [kPa]	17895.57

wi [%]	36.73
ei	1.36
Gi [%]	70.22
wf [%]	36.73
ef	1.36
Gf [%]	70.22



Tesis Profesional
 "Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=591486$ [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT06-03
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-3

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	138.53

Probeta #	4
σ_{corr} [kPa]	195.58
g [m/cm ³]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.190
Lect final micrómetro [mm]	18.000

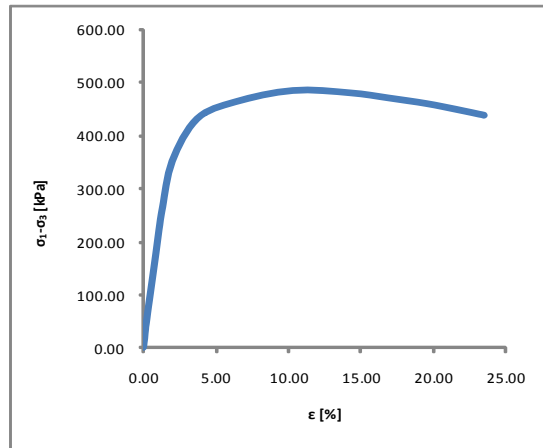
Δ_d [cm] =	1.781
Lc [cm] =	7.579
Ac [cm ²] =	12.29
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	138.53

Dc [cm] =	3.96
Lc [cm] =	7.579
Ac [cm ²] =	12.29
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	138.53
Pvol _{ini} [g/cm ³]	1.49

%w=	37.44
Cap #	206
Cap [g]	119.54
Cap+wh [g]	258.07
Cap+ws [g]	220.33
Wmi [g]	138.53
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.190	0	0.00	0.00
2	0.230	10	0.05	8.97
3	0.280	30	0.12	26.90
4	0.340	50	0.20	44.80
5	0.510	100	0.42	89.39
6	0.680	150	0.65	133.79
7	0.850	200	0.87	177.98
8	1.010	250	1.08	222.00
9	1.200	300	1.33	265.73
10	1.700	400	1.99	351.93
11	3.000	500	3.71	432.22
12	5.000	552	6.35	464.09
13	8.000	603	10.30	485.54
14	11.000	625	14.26	481.05
15	13.000	632	16.90	471.47
16	15.000	638	19.54	460.83
17	16.530	639	21.56	449.97
18	18.000	639	23.50	438.84
19				



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	485.54
e_{rup} [%] =	10.3
σ_1 [kPa]=	681.12
σ_3 [kPa]=	195.58

E_{33} [kPa]	20519.33
E_{50} [kPa]	20218.63
E_{tan} [kPa]	17015.46

wi [%]	37.44
ei	14
Gi [%]	69.53
wf [%]	37.44
ef	14
Gf [%]	69.53



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para E=591486 [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT06-04
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-4

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	138.85

Probeta #	4
σ_{conf} [kPa]	244.475
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.180
Lect final micrómetro [mm]	17.325

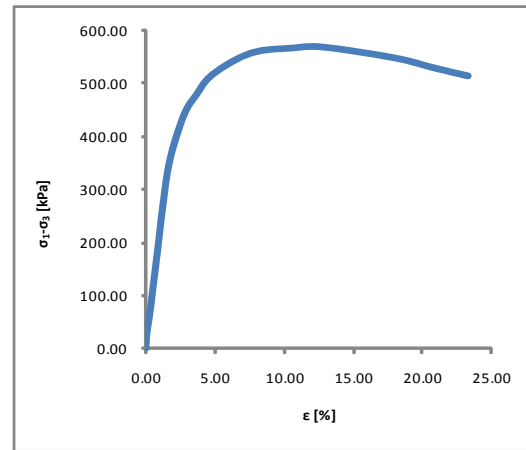
Δ_d [cm] =	17.145
Lc [cm] =	7.6455
Ac [cm ²] =	12.19
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	138.85

Dc [cm] =	3.94
Lc [cm] =	7.6455
Ac [cm ²] =	12.19
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	138.85
Pvolini [g/cm ³]	149

%w=	36.92
Cap #	456
Cap [g]	19.11
Cap+wh [g]	257.96
Cap+ws [g]	220.52
Wmi [g]	138.85
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.180	0	0.00	0.00
2	0.230	30	0.07	27.15
3	0.350	60	0.22	54.22
4	0.460	90	0.37	81.21
5	0.550	120	0.48	108.15
6	0.650	150	0.61	135.00
7	0.810	200	0.82	179.63
8	1.120	300	1.23	268.34
9	1.510	400	1.74	355.94
10	2.290	500	2.76	440.30
11	3.000	550	3.69	479.71
12	3.880	600	4.84	517.06
13	6.000	666	7.61	557.22
14	8.310	700	10.63	566.51
15	10.000	720	12.84	568.28
16	14.000	738	18.08	547.52
17	16.000	738	20.69	530.04
18	17.325	739	22.42	519.16
19	18	740	23.31	513.95



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	568.28
e_{r-up} [%] =	12.84
σ_1 [kPa]=	812.76
σ_3 [kPa]=	244.475

E_{33} [kPa]	21425.96
E_{50} [kPa]	21135
E_{tan} [kPa]	40778.43

wi [%]	36.92
ei	1.39
Gi [%]	69.06
wf [%]	36.92
ef	1.39
Gf [%]	69.06

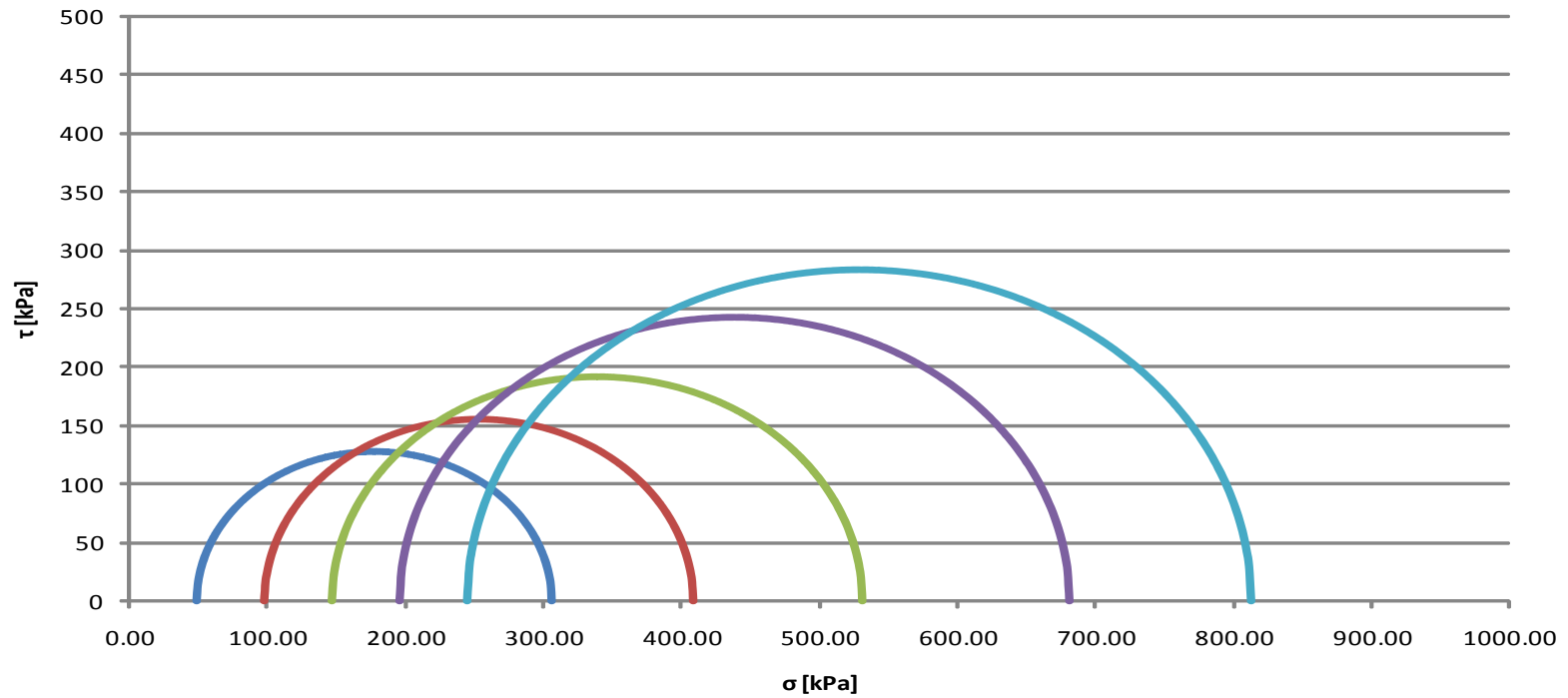


Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=591486 \text{ (kJ/m}^3\text{)}$
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT06-05
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-5

Círculos de Mohr



Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan:

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige:

M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto:

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=591486$ [kJ/m^3]

Archivo

PT06-MOHR

Dibujo

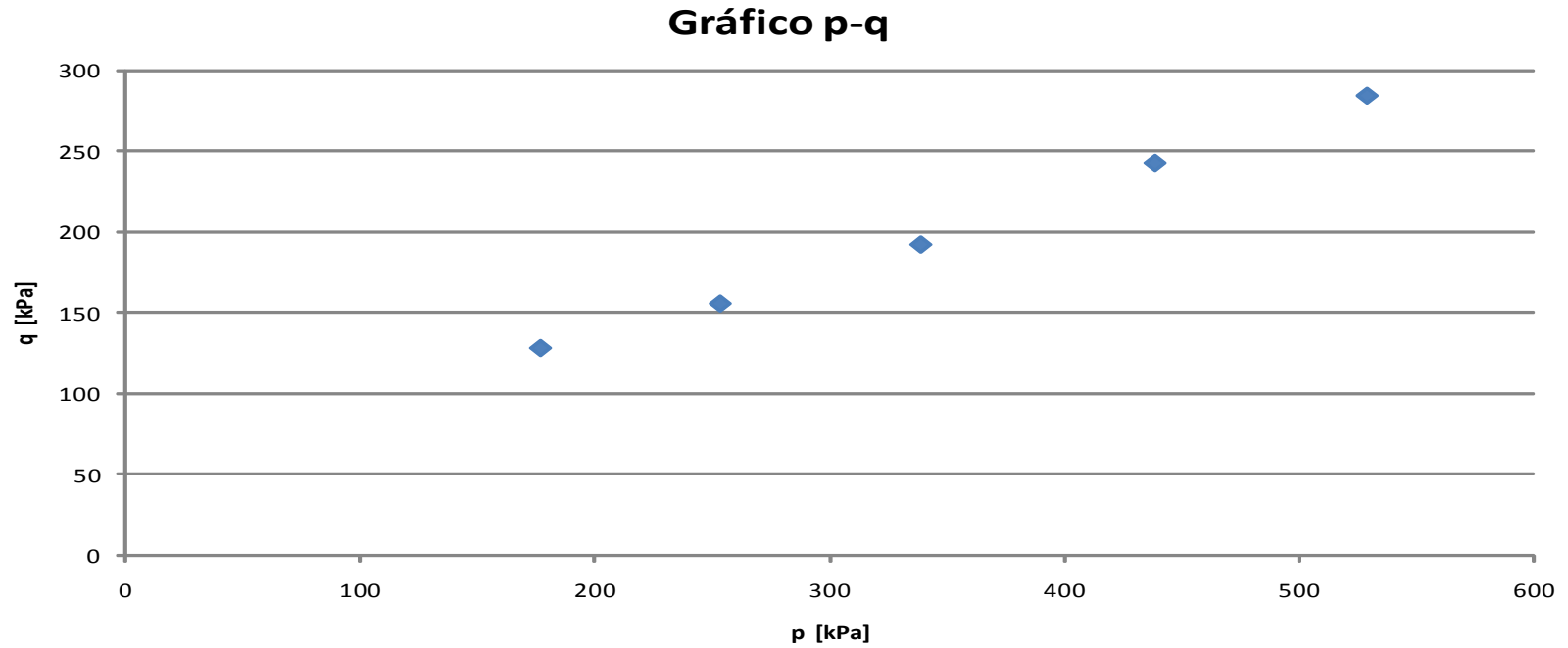
Fecha

Escala

SIN

Figura

PT-MOHR



Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan:

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige:

M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto:

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=591486 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$

Archivo

PT06-PQ

Dibujo

Escala

SIN

Figura

Fecha

13/09/2009

PT-PQ

Prueba	σ_c [kPa]	$\Delta\sigma_{af}$ [kPa]	σ_{1f} [kPa]	ponderación	p_r [kPa]	q_r [kPa]
1	48.985	256.35	305.335	9	177.16	128.175
2	97.79	311.43	409.22	4	253.505	155.715
3	146.685	384.21	530.895	4	338.79	192.105
4	195.58	485.54	681.12	9	438.35	242.77
5	244.475	568.28	812.755	9	528.615	284.14

$$A=[A]= \begin{bmatrix} 177.16 & 1 \\ 253.505 & 1 \\ 338.79 & 1 \\ 438.35 & 1 \\ 528.615 & 1 \end{bmatrix}$$

$$q=[q]= \begin{bmatrix} 128.175 \\ 155.715 \\ 192.105 \\ 242.77 \\ 284.14 \end{bmatrix}$$

$$\alpha^* = 24.11626278$$

$$a^* = 46.19479533$$

$$\phi^* = 26.59379785$$

$$c^* = 51.6603174$$

p [kPa]	q_r^* [kPa]	σ [kPa]	τ [kPa]
0	46.1947953	0	51.6603174
100	90.9610248	100	101.7230486
200	135.727254	200	151.7857799
300	180.493484	300	201.8485111
400	225.259713	400	251.9112424
500	270.025943	500	301.9739736
600	314.792172	600	352.0367049
700	359.558402	700	402.0994361
800	404.324631	800	452.1621674
900	449.090861	900	502.2248986

$$H=[H]= \begin{bmatrix} 9 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 9 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 9 \end{bmatrix}$$

$$A^T = \begin{bmatrix} 177.16 & 253.505 & 338.79 & 438.4 & 528.6 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$A^T H = \begin{bmatrix} 1594.44 & 1014.02 & 1355.2 & 3945 & 4758 \\ 9 & 4 & 4 & 9 & 9 \end{bmatrix}$$

$$A^T H A = \begin{bmatrix} 5242905.653 & 12666.305 \\ 12666.305 & 35 \end{bmatrix}$$

$$(A^T H A)^{-1} = \begin{bmatrix} 1.51736E-06 & -0.000549 \\ -0.000549123 & 0.2272961 \end{bmatrix}$$

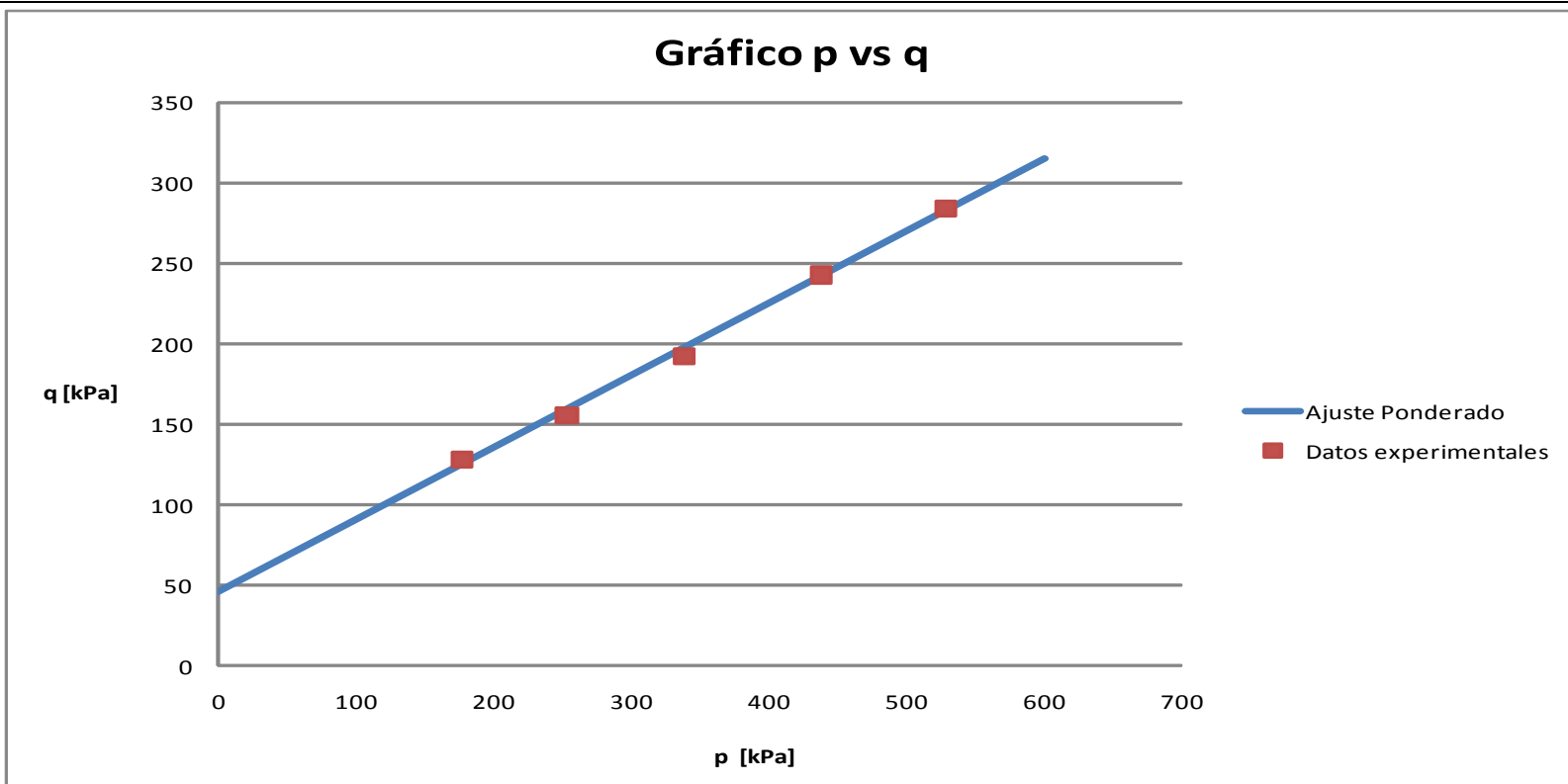
$$A^T H q = \begin{bmatrix} 2932168.544 & 2932168.5 \\ 7287.045 & 7287.045 \end{bmatrix}$$

$$(A^T H A)^{-1} * (A^T H q) = \begin{bmatrix} 0.447662295 \\ 46.19479533 \end{bmatrix}$$



Tesis Profesional
 "Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concejo
 Pruebas de Compresión Triaxial para E=591486 [kJ/m²]

Archivo
 Escala
 PT06-PONDERA
 SIN
 Dibujo
 Fecit. Flaura
 PT-PONDERA




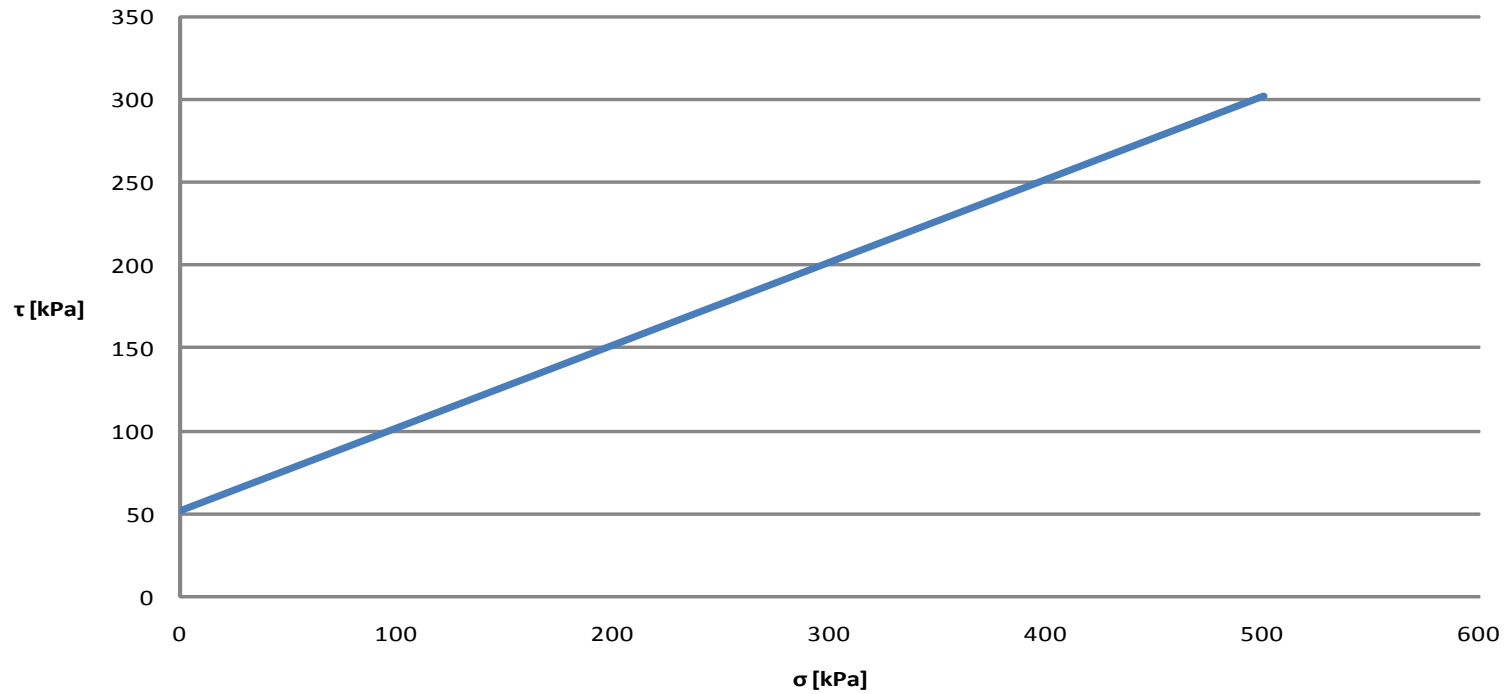
	Tesis Profesional		
	"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"		
	Presentan		
	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López		
	Dirige		
M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	Archivo	Escala	
Concepto	PT06-PQ	SIN	
Pruebas de Compresión Triaxial para $E=591486$ [kJ/m ³]	Dibujo	Fecha	
		Figura	
		PT-PQ	

Gráfico Resistencia Ponderada



	Tesis Profesional	"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"			
	Presentan	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López			
	Dirige	M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	Archivo	Escala	
	Concepto	Pruebas de Compresión Triaxial para $E=591486 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$	PT06-RP	SIN	
			Dibujo	Fecha	Figura
			13/09/2009		

4.2.2. Prueba triaxial del tipo CD con $EC=1182.97 \text{ [kJ/m}^3\text{]} (12.10 \text{ [kg*cm/cm}^3\text{]})$.

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	136.12

Probeta #	1
σ_{conf} [kPa]	48.895
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.11285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.130
Lect final micrómetro [mm]	4.47

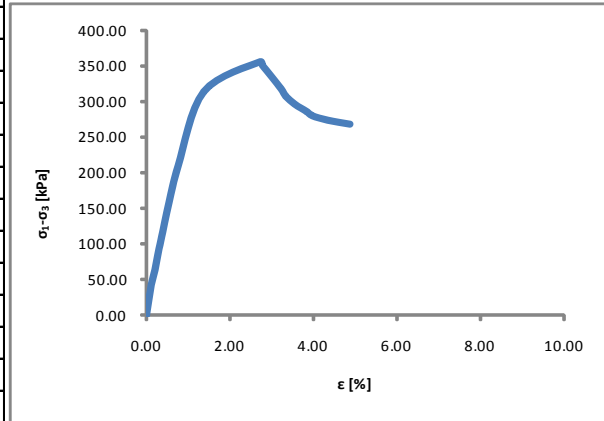
Δ_d [cm] =	0.434
Lc [cm] =	8.926
Ac [cm ²] =	10.44
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	136.12

Dc [cm] =	3.65
Lc [cm] =	8.926
Ac [cm ²] =	10.44
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	136.12
P_{volini} [g/cm ²]	146

%w=	32.99
Cap #	55
Cap [g]	119.89
Cap+wh [g]	256.02
Cap+ws [g]	222.25
Wmi [g]	136.12
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.


Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.130	0	0.00	0.00
2	0.180	20	0.06	21.13
3	0.230	40	0.11	42.24
4	0.310	60	0.20	63.31
5	0.370	80	0.27	84.35
6	0.440	100	0.35	105.36
7	0.610	150	0.54	157.74
8	0.810	200	0.76	209.84
9	1.350	300	1.37	312.85
10	2.550	345	2.71	354.87
11	2.610	340	2.78	349.49
12	3.000	310	3.22	317.22
13	3.100	300	3.33	306.63
14	3.290	290	3.54	295.75
15	3.420	285	3.69	290.22
16	3.560	280	3.84	284.66
17	3.670	275	3.97	279.22
18	4.000	270	4.34	273.09
19	4.47	266	4.86	267.56



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	354.87
ϵ_{rup} [%] =	2.71
σ_1 [kPa]=	403.76
σ_3 [kPa]=	48.895

E_{33} [kPa]	3002127
E_{50} [kPa]	28526.96
E_{tan} [kPa]	37746.94

wi [%]	32.98
ei	137
Gi [%]	62.59
wf [%]	32.99
ef	137
Gf [%]	62.61



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M.J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1194.661 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT 12-01
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-1

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	138.35

Probeta #	2
σ_{conf} [kPa]	97.79
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.270
Lect final micrómetro [mm]	7.41

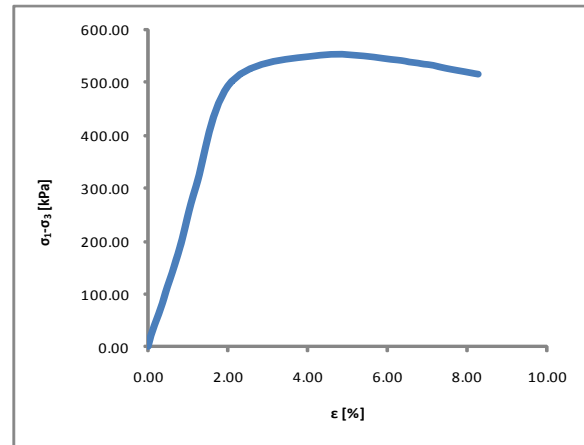
Δ_d [cm] =	0.74
Lc [cm] =	8.646
Ac [cm ²] =	10.78
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	138.35

Dc [cm] =	3.7
Lc [cm] =	8.646
Ac [cm ²] =	10.78
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	138.35
Pvolini [g/cm ³]	148

%w=	32.55
Cap #	224
Cap [g]	120.53
Cap+wh [g]	258.87
Cap+ws [g]	224.9
Wmi [g]	138.35
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.270	0	0.00	0.00
2	0.330	20	0.07	20.47
3	0.410	40	0.16	40.90
4	0.500	60	0.27	61.28
5	0.580	80	0.36	81.63
6	0.650	100	0.44	101.96
7	0.840	150	0.66	152.60
8	1.010	200	0.86	203.07
9	1.310	300	1.20	303.54
10	2.080	500	2.09	501.33
11	4.000	562	4.31	550.72
12	5.670	564	6.25	541.52
13	5.920	562	6.53	537.94
14	6.110	561	6.75	535.72
15	6.240	560	6.90	533.90
16	6.440	559	7.14	531.62
17	6.710	555	7.45	526.04
18	7.220	550	8.04	517.98
19	7.41	548	8.26	514.87



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	550.72
e_{rup} [%] =	4.31
σ_1 [kPa]=	648.51
σ_3 [kPa]=	97.79

E_{33} [kPa]	23549.88
E_{50} [kPa]	24920.38
E_{tan} [kPa]	29532.54

wi [%]	32.56
ei	132
Gi [%]	64.13
wf [%]	32.55
ef	132
Gf [%]	64.11



Tesis Profesional
 " Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado "
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1194.661$ [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT 12-02
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-2

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	137.99

Probeta #	3
σ_{conf} [kPa]	146.685
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.11285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.270
Lect final micrómetro [mm]	18

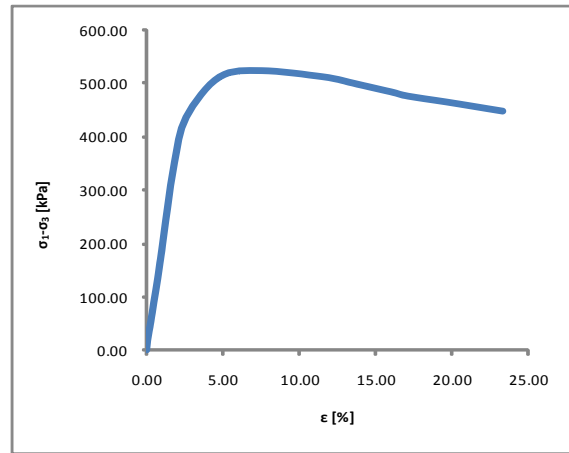
Δ_d [cm] =	1.773
Lc [cm] =	7.587
Ac [cm ²] =	12.28
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	137.99

Dc [cm] =	3.95
Lc [cm] =	7.587
Ac [cm ²] =	12.28
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	137.99
Pvol _{ini} [g/cm ³]	148

%w=	32.85
Cap #	107
Cap [g]	120.01
Cap+wh [g]	258
Cap+ws [g]	223.88
Wmi [g]	137.99
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.270	0	0.00	0.00
2	0.320	20	0.07	17.96
3	0.400	40	0.17	35.89
4	0.480	60	0.28	53.77
5	0.630	100	0.47	89.44
6	0.820	150	0.72	133.82
7	0.990	200	0.95	178.03
8	1.310	300	1.37	265.91
9	1.660	400	1.83	352.88
10	2.240	500	2.60	437.67
11	3.910	600	4.80	513.33
12	6.000	632	7.55	525.07
13	9.000	646	11.51	513.74
14	9.980	647	12.80	507.03
15	10.350	646	13.29	503.41
16	12.420	643	16.01	485.31
17	13.290	641	17.16	477.19
18	15.200	646	19.68	466.30
19	18	652	23.37	449.01



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	525.07
e_{rup} [%] =	7.55
σ_1 [kPa]=	671.75
σ_3 [kPa]=	146.685

E_{33} [kPa]	18759.09
E_{50} [kPa]	19396.82
E_{tan} [kPa]	27283.41

wi [%]	32.85
ei	133
Gi [%]	64.22
wf [%]	32.85
ef	133
Gf [%]	64.22



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1194.661$ [kJ/m²]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT 12-03
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-3

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	138.33

Probeta #	4
σ_{conf} [kPa]	195.58
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.260
Lect final micrómetro [mm]	16.200

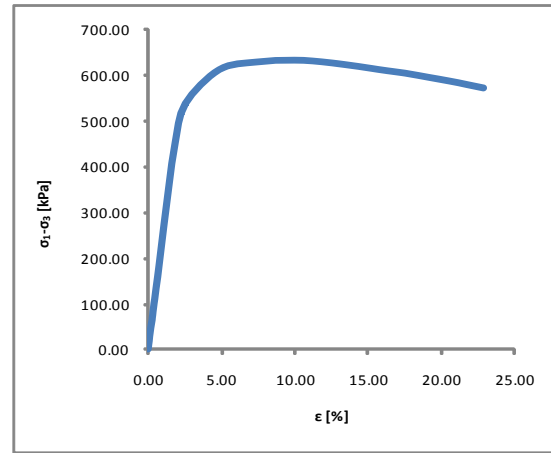
Δ_d [cm] =	1.594
Lc [cm] =	7.766
Ac [cm ²] =	12.00
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	138.33

Dc [cm] =	3.91
Lc [cm] =	7.766
Ac [cm ²] =	12.00
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	138.33
Pvol _{ini} [g/cm ³]	148

%w=	32.82
Cap #	16
Cap [g]	129.51
Cap+wh [g]	267.84
Cap+ws [g]	233.66
Wmi [g]	138.33
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.


Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.260	0	0.00	0.00
2	0.290	10	0.04	9.20
3	0.340	30	0.10	27.57
4	0.400	50	0.18	45.91
5	0.470	70	0.27	64.22
6	0.550	100	0.37	91.64
7	0.840	200	0.75	182.60
8	1.100	300	1.08	272.98
9	1.380	400	1.44	362.64
10	1.690	500	1.84	451.47
11	2.230	600	2.54	537.92
12	4.020	700	4.84	612.74
13	6.000	739	7.39	629.54
14	8.000	765	9.97	633.57
15	10.000	780	12.54	627.51
16	12.710	792	16.03	611.74
17	14.060	798	17.77	603.62
18	16.200	804	20.53	587.78
19	18	807	22.84	572.76



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	633.57
e_{rup} [%] =	10.2
σ_1 [kPa]=	829.15
σ_3 [kPa]=	195.58

E_{33} [kPa]	23624.19
E_{50} [kPa]	24028.18
E_{tan} [kPa]	22687.28

wi [%]	32.82
ei	132
Gi [%]	64.65
wf [%]	32.82
ef	132
Gf [%]	64.65

	Tesis Profesional		
	“Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”		
	Presentan		
	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López		
	Dirige	M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	
	Concepto	Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1194.661$ [kJ/m ²]	Archivo PT 12-04
	Dibujo	Pruebas de Compresión Triaxial	Fecha 13/09/2009
			Escala SIN Figura PT-4

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	137.69

Probeta #	4
σ_{conf} [kPa]	244.475
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.240
Lect final micrómetro [mm]	18.000

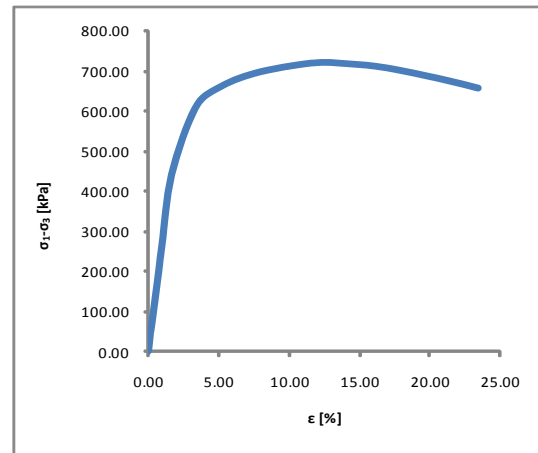
Δ_d [cm] =	1.776
Lc [cm] =	7.584
Ac [cm ²] =	12.28
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	137.69

Dc [cm] =	3.95
Lc [cm] =	7.584
Ac [cm ²] =	12.28
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	137.69
Pvol _{lim} [g/cm ³]	148

%w=	32.73
Cap #	478
Cap [g]	18.79
Cap+wh [g]	256.48
Cap+ws [g]	222.53
Wmi [g]	137.69
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.240	0	0.00	0.00
2	0.280	10	0.05	8.98
3	0.320	30	0.11	26.92
4	0.360	50	0.16	44.84
5	0.420	70	0.24	62.73
6	0.500	100	0.34	89.52
7	0.750	200	0.67	178.45
8	0.990	300	0.99	266.83
9	1.500	500	1.66	441.70
10	2.770	700	3.34	607.84
11	4.000	771	4.96	658.26
12	6.000	838	7.59	695.61
13	9.000	907	11.55	720.66
14	11.000	933	14.19	719.22
15	13.090	950	16.94	708.80
16	16.000	957	20.78	681.04
17	18.000	957	23.42	658.37
18				
19				



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	720.66
e_{rup} [%] =	11.55
σ_1 [kPa]=	965.14
σ_3 [kPa]=	244.475

E_{33} [kPa]	2689.154
E_{50} [kPa]	2673.135
E_{tan} [kPa]	17015.46

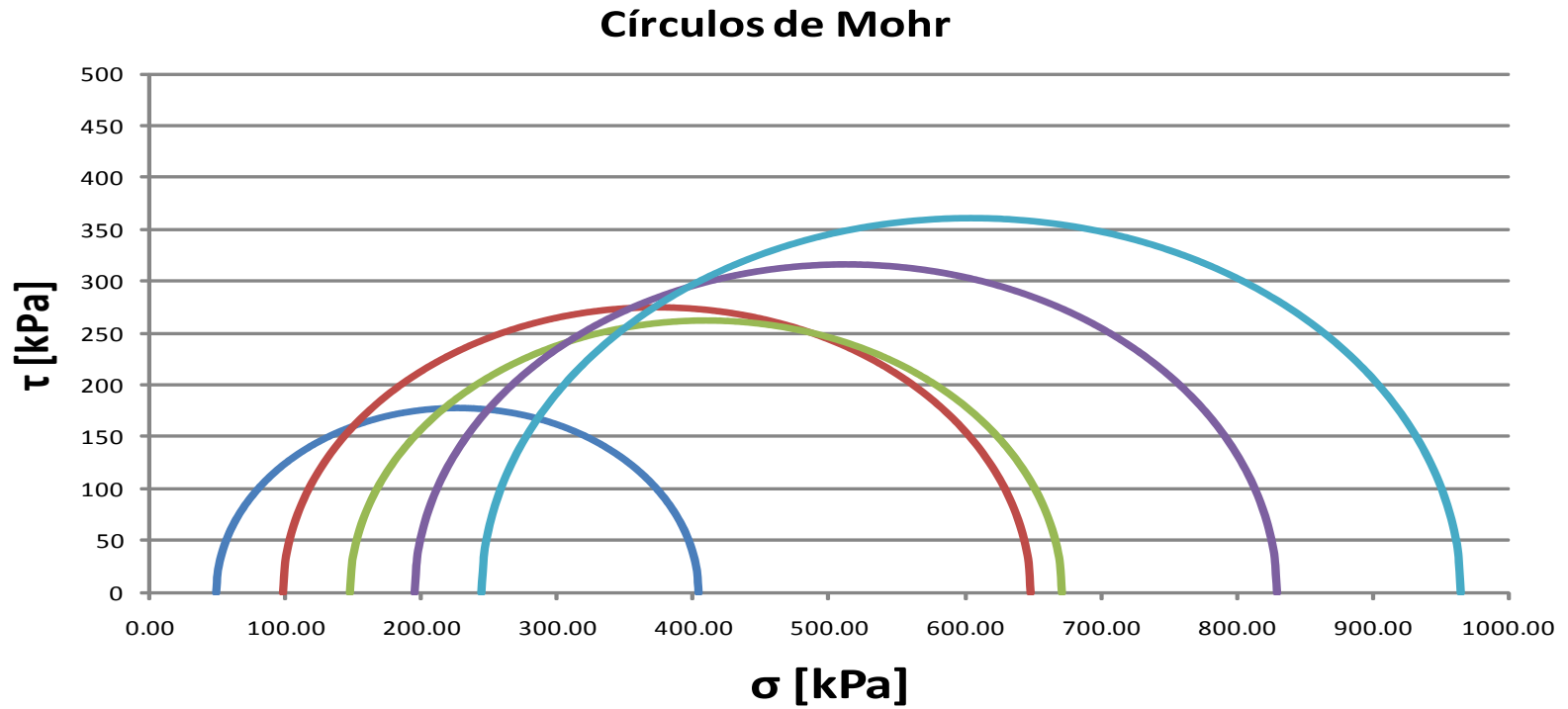
wi [%]	32.73
ei	133
Gi [%]	63.98
wf [%]	32.73
ef	133
Gf [%]	63.98



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1194.6611 \text{ kJ/m}^3$
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT 12-05
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-5



Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan:

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige:

M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto:

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1194.661$ [kJ/m³]

Archivo

PT-12-MOHR

Dibujo

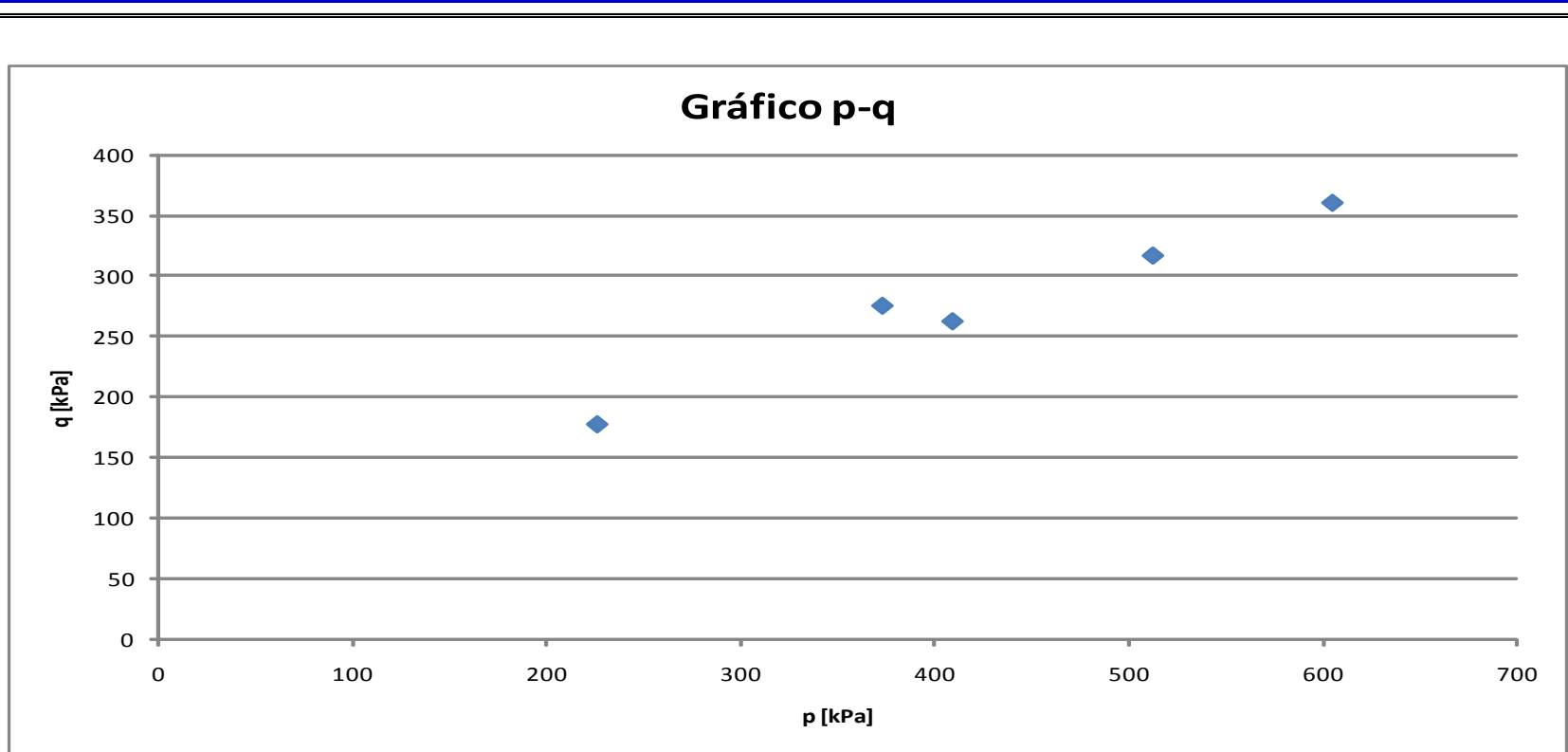
Fecha


Escala

SIN

Figura

PT-MOHR



	Tesis Profesional		
	"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"		
	Presentan	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López	
	Dirige	M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	
	Concepto	Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1194.661$ [kJ/m ³]	
	Archivo	PT 12-PQ	Escala
	Dibujo		SIN
		Fecha	Figura
		13/09/2009	PT-PQ

Prueba	σ_c [kPa]	$\Delta\sigma_{\sigma_f}$ [kPa]	σ_{1f} [kPa]	ponderación	p_i [kPa]	q_i [kPa]
1	48.985	354.87	403.855	4	226.42	177.435
2	97.79	550.72	648.51	1	373.15	275.36
3	146.685	525.07	671.755	4	409.22	262.535
4	195.58	633.57	829.15	9	512.365	316.785
5	244.475	720.66	965.135	9	604.805	360.33

A=[A]=

226.42	1
373.15	1
409.22	1
512.365	1
604.805	1

q=[q]=

177.435
275.36
262.535
316.785
360.33

α^* = 25.6229682
 a^* = 70.68826134

ϕ^* = 28.66011049
 c^* = 80.55823316

p [kPa]

q_r^* [kPa]
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900

σ [kPa]

τ [kPa]
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900

H=[H]=

4	0	0	0	0
0	1	0	0	0
0	0	4	0	0
0	0	0	9	0
0	0	0	0	9

A^T=

226.42	373.15	409.22	512.4	604.8
1	1	1	1	1

A^TH=

905.68	373.15	1636.9	4611	5443
4	1	4	9	9

A^THA=

6668911.853	12970.2
12970.24	27

(A^THA)⁻¹=

2.28166E-06	-0.0011
-0.00109606	0.56356

A^THq=

4115338.595	4115339
8129.275	8129.28

(A^THA)⁻¹*(A^THq)=

0.479612709
70.68826134

YessProfesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige
 M.I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

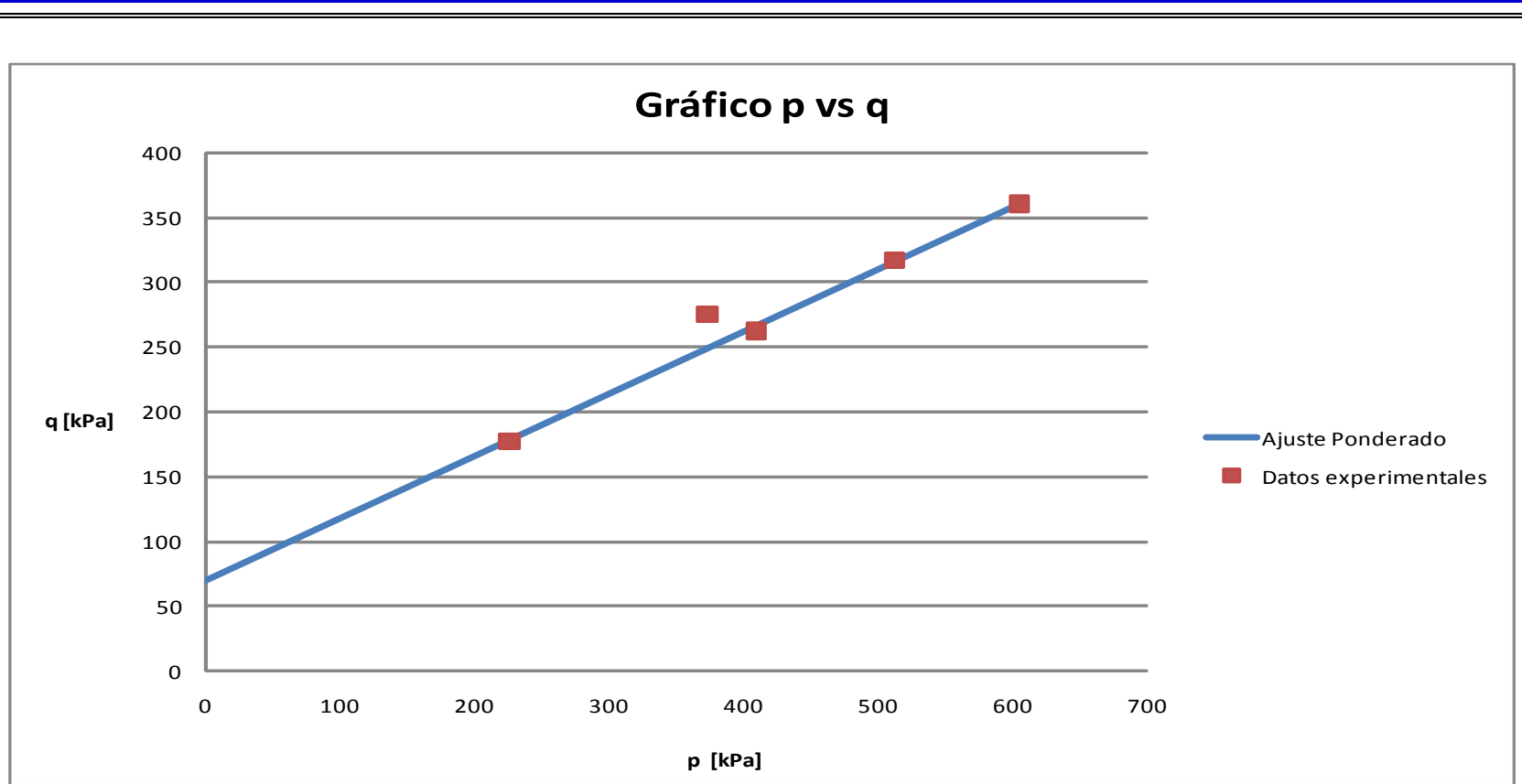
Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para E=182.97 [kJ/m³]

Archivo
 PT 12-PONDERA

Fecha

Escala
 SIN

Figura
 PT-PONDERA




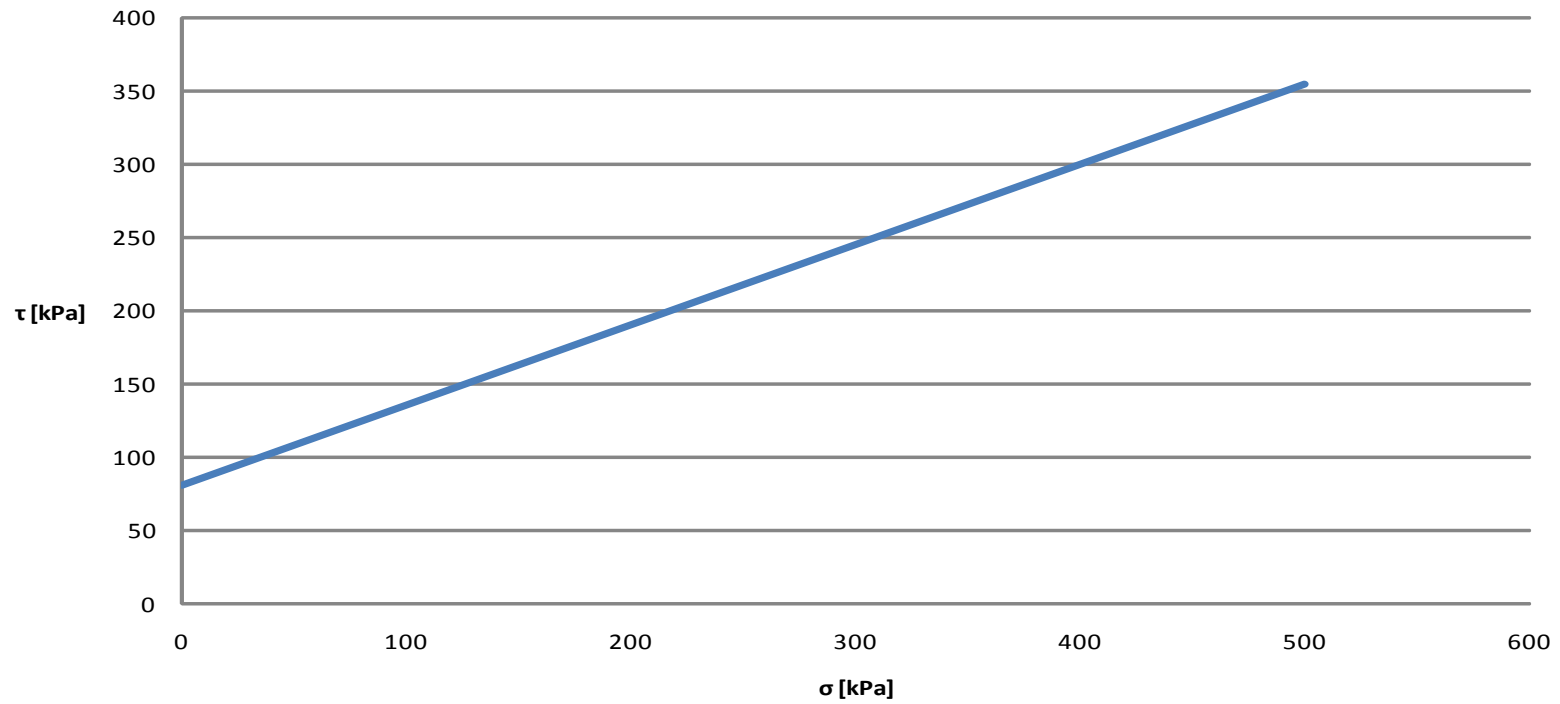

	Tesis Profesional		
	"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"		
	Presentan		
	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López		
	Dirige		
M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	Archivo	Escala	
Concepto	PT 12-PQ	SIN	
Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1182.97 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$	Dibujo	Figura	
		PT-PQ	

Gráfico Resistencia Ponderada



	Tesis Profesional		
	"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"		
	Presentan		
	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López		
	Dirige		
M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	Archivo	Escala	
Concepto	PT 12-RP	SIN	
Pruebas de Compresión Triaxial para $E=182.97$ [kJ/m ³]	Dibujo	Figura	
	Fecha	PT-RP	
	13/09/2009		

4.2.3. Prueba triaxial del tipo CD con $EC=1774.46 \text{ [kJ/m}^3 \text{]} (18.14 \text{ [kg*cm/cm}^3 \text{]})$.

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	140.47

Probeta #	1
σ_{conf} [kPa]	48.895
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.240
Lect final micrómetro [mm]	4.4

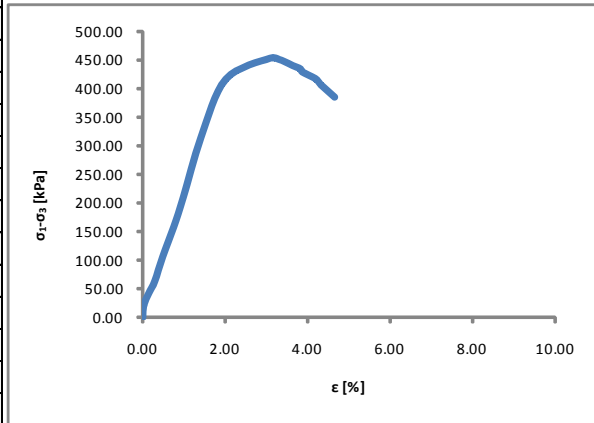
Δ_d [cm] =	0.416
Lc [cm] =	8.944
Ac [cm ²] =	10.42
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	140.47

Dc [cm] =	3.64
Lc [cm] =	8.944
Ac [cm ²] =	10.42
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	140.47
$P_{vol_{ini}}$ [g/cm ²]	151

%w=	32.31
Cap #	368
Cap [g]	119.92
Cap+wh [g]	260.39
Cap+ws [g]	226.09
Wmi [g]	140.47
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.


Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.240	0	0.00	0.00
2	0.260	20	0.02	21.18
3	0.370	40	0.15	42.31
4	0.500	60	0.29	63.38
5	0.670	100	0.48	105.43
6	0.910	150	0.75	157.72
7	1.120	200	0.98	209.80
8	1.500	300	1.41	313.34
9	2.040	400	2.01	415.23
10	3.000	440	3.09	451.75
11	3.190	439	3.30	449.74
12	3.310	436	3.43	446.05
13	3.490	430	3.63	438.99
14	3.660	425	3.82	433.03
15	3.700	420	3.87	427.74
16	3.980	410	4.18	416.19
17	4.100	400	4.32	405.47
18	4.250	390	4.48	394.64
19	4.4	380	4.65	383.85



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	45175
e_{rup} [%] =	3.09
σ_1 [kPa]=	500.65
σ_3 [kPa]=	48.895

E_{33} [kPa]	21148.87
E_{50} [kPa]	21528.58
E_{tan} [kPa]	94758.51

wi [%]	32.31
ei	128
Gi [%]	65.63
wf [%]	32.31
ef	128
Gf [%]	65.63



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1773.89 \text{ [kJ/m}^3 \text{]}$
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT 18-01
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-1

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	142.01

Probeta #	2
σ_{corr} [kPa]	97.79
g [m/cm ³]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.250
Lect final micrómetro [mm]	5.3

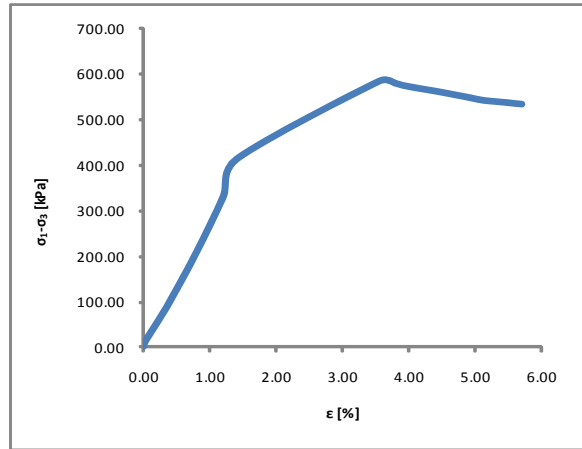
Δ_d [cm] =	0.505
Lc [cm] =	8.855
Ac [cm ²] =	10.52
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	142.01

Dc [cm] =	3.66
Lc [cm] =	8.855
Ac [cm ²] =	10.52
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	142.01
Pvol _{ini} [g/cm ³]	1.52

%w=	32.18
Cap #	453
Cap [g]	118.92
Cap+wh [g]	260.93
Cap+ws [g]	226.36
Wmi [g]	142.01
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.250	0	0.00	0.00
2	0.270	10	0.02	10.49
3	0.350	30	0.11	31.43
4	0.430	50	0.20	52.34
5	0.510	70	0.29	73.20
6	0.620	100	0.42	104.45
7	0.960	200	0.80	208.09
8	1.320	320	1.21	331.58
9	1.500	400	1.41	413.62
10	3.410	579	3.57	585.62
11	3.610	575	3.79	580.21
12	3.750	570	3.95	574.22
13	4.200	560	4.46	561.16
14	4.410	555	4.70	554.77
15	4.600	550	4.91	548.54
16	4.790	545	5.13	542.32
17	5.020	543	5.39	538.85
18	5.210	541	5.60	535.65
19	5.3	540	5.70	534.09



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	585.62
e_{rup} [%] =	3.57
σ_1 [kPa]=	683.41
σ_3 [kPa]=	97.79

E_{33} [kPa]	25890.54
E_{50} [kPa]	27097.87
E_{tan} [kPa]	46450.25

wi [%]	32.18
ei	125
Gi [%]	66.93
wf [%]	32.18
ef	125
Gf [%]	66.93



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1773.89$ [kJ/m³]
 Dibujó
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT 18-02
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-2

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	41.85

Probeta #	3
σ_{corr} [kPa]	146.685
g [m/cm ³]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.250
Lect final micrómetro [mm]	11.33

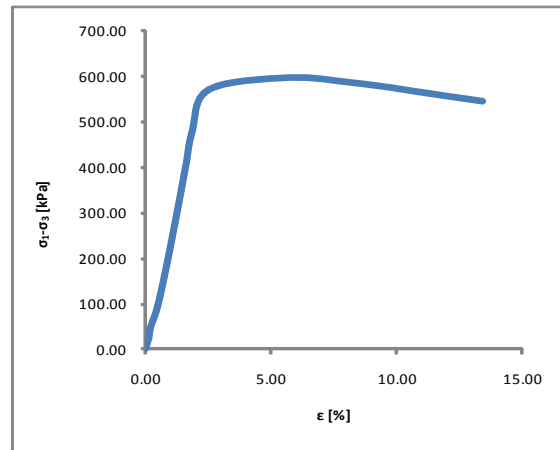
Δ_d [cm] =	1.108
Lc [cm] =	8.252
Ac [cm ²] =	1129
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	41.85

Dc [cm] =	3.79
Lc [cm] =	8.252
Ac [cm ²] =	1129
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	41.85
Pvol _{in} [g/cm ³]	1.52

%w=	32.55
Cap #	807
Cap [g]	108.55
Cap+wh [g]	250.4
Cap+ws [g]	215.57
Wmi [g]	41.85
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.250	0	0.00	0.00
2	0.300	10	0.06	9.77
3	0.370	25	0.15	24.40
4	0.430	50	0.22	48.77
5	0.670	100	0.51	97.25
6	0.980	200	0.88	193.76
7	1.260	300	1.22	289.64
8	1.580	420	1.61	403.91
9	1.790	500	1.87	479.60
10	2.340	600	2.53	571.61
11	5.000	649	5.76	597.84
12	7.000	654	8.18	586.96
13	8.300	653	9.76	576.00
14	8.620	652	10.14	572.65
15	9.330	650	11.00	565.43
16	10.050	648	11.88	558.16
17	10.490	647	12.41	553.93
18	10.900	646	12.91	549.93
19	11.33	645	13.43	545.80



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	597.84
ϵ_{rup} [%] =	5.76
σ_1 [kPa]=	744.53
σ_3 [kPa]=	146.685

E ₃₃ [kPa]	22040.67
E ₅₀ [kPa]	23810.86
E _{tan} [kPa]	16135.35

wi [%]	35.55
ei	126
Gi [%]	67.17
wf [%]	32.55
ef	126
Gf [%]	67.17



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para E=1773.89 [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT 18-03
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-3

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	141.37

Probeta #	4
σ_{corr} [kPa]	195.58
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.260
Lect final micrómetro [mm]	6.060

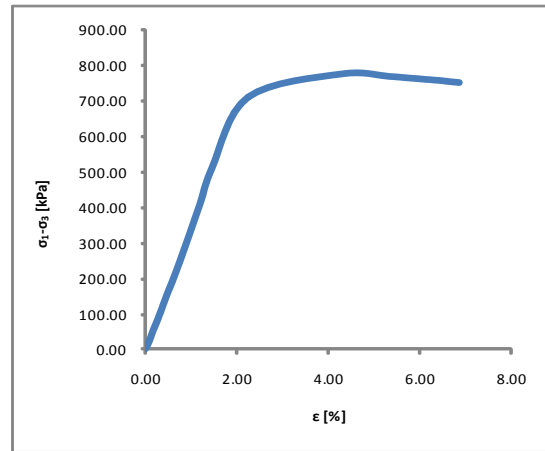
Δ_d [cm] =	0.58
Lc [cm] =	8.78
Ac [cm ²] =	10.61
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	141.37

Dc [cm] =	3.68
Lc [cm] =	8.78
Ac [cm ²] =	10.61
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	141.37
Pvol _{ini} [g/cm ³]	1.52

%w=	32.68
Cap #	140
Cap [g]	121.07
Cap+wh [g]	262.44
Cap+ws [g]	227.62
Wmi [g]	141.37
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.260	0	0.00	0.00
2	0.300	10	0.05	10.40
3	0.360	30	0.11	31.16
4	0.410	50	0.17	51.91
5	0.470	70	0.24	72.62
6	0.550	100	0.33	103.65
7	0.680	150	0.48	155.25
8	0.820	200	0.64	206.67
9	1.070	300	0.92	309.12
10	1.310	400	1.20	411.02
11	1.540	500	1.46	512.41
12	2.230	700	2.24	711.65
13	4.000	780	4.26	776.63
14	4.920	782	5.31	770.10
15	5.300	781	5.74	765.60
16	5.620	780	6.40	761.66
17	5.950	779	6.48	757.64
18	6.060	778	6.61	755.66
19	6.27	777	6.85	752.75



$\sigma_{\text{desv-max}}$ [kPa]	776.63
ϵ_{rup} [%] =	4.26
σ_1 [kPa]=	972.21
σ_3 [kPa]=	195.58

E_{33} [kPa]	32927.83
E_{50} [kPa]	34069.87
E_{tan} [kPa]	22687.28

wi [%]	32.68
ei	127
Gi [%]	66.9
wf [%]	32.68
ef	127
Gf [%]	66.9



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1773.89$ [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT 18-04
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-4

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	140.68

Probeta #	4
σ_{conf} [kPa]	244.475
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.260
Lect final micrómetro [mm]	18.000

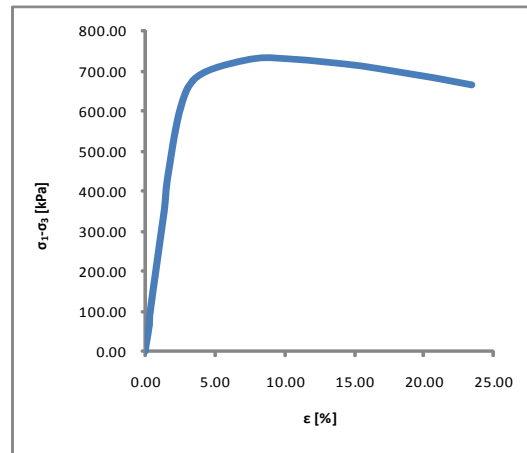
Δ_d [cm] =	1.774
Lc [cm] =	7.586
Ac [cm ²] =	12.28
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	140.68

Dc [cm] =	3.95
Lc [cm] =	7.586
Ac [cm ²] =	12.28
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	140.68
Pvol _{lib} [g/cm ³]	1.51

%w=	33.11
Cap #	26
Cap [g]	119.99
Cap+wh [g]	260.67
Cap+ws [g]	225.68
Wmi [g]	140.68
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.260	0	0.00	0.00
2	0.280	10	0.03	8.98
3	0.340	30	0.11	26.93
4	0.410	50	0.20	44.84
5	0.480	75	0.29	67.20
6	0.500	100	0.32	89.57
7	0.760	200	0.66	178.53
8	1.030	300	1.02	266.83
9	1.300	400	1.37	354.49
10	1.500	500	1.63	441.93
11	2.200	700	2.56	612.90
12	3.210	800	3.89	690.89
13	6.000	880	7.57	730.89
14	8.000	907	10.20	731.83
15	10.100	925	12.97	723.35
16	12.030	940	15.52	713.59
17	14.030	950	18.15	698.68
18	16.000	960	20.75	683.63
19	18	968	23.39	666.39

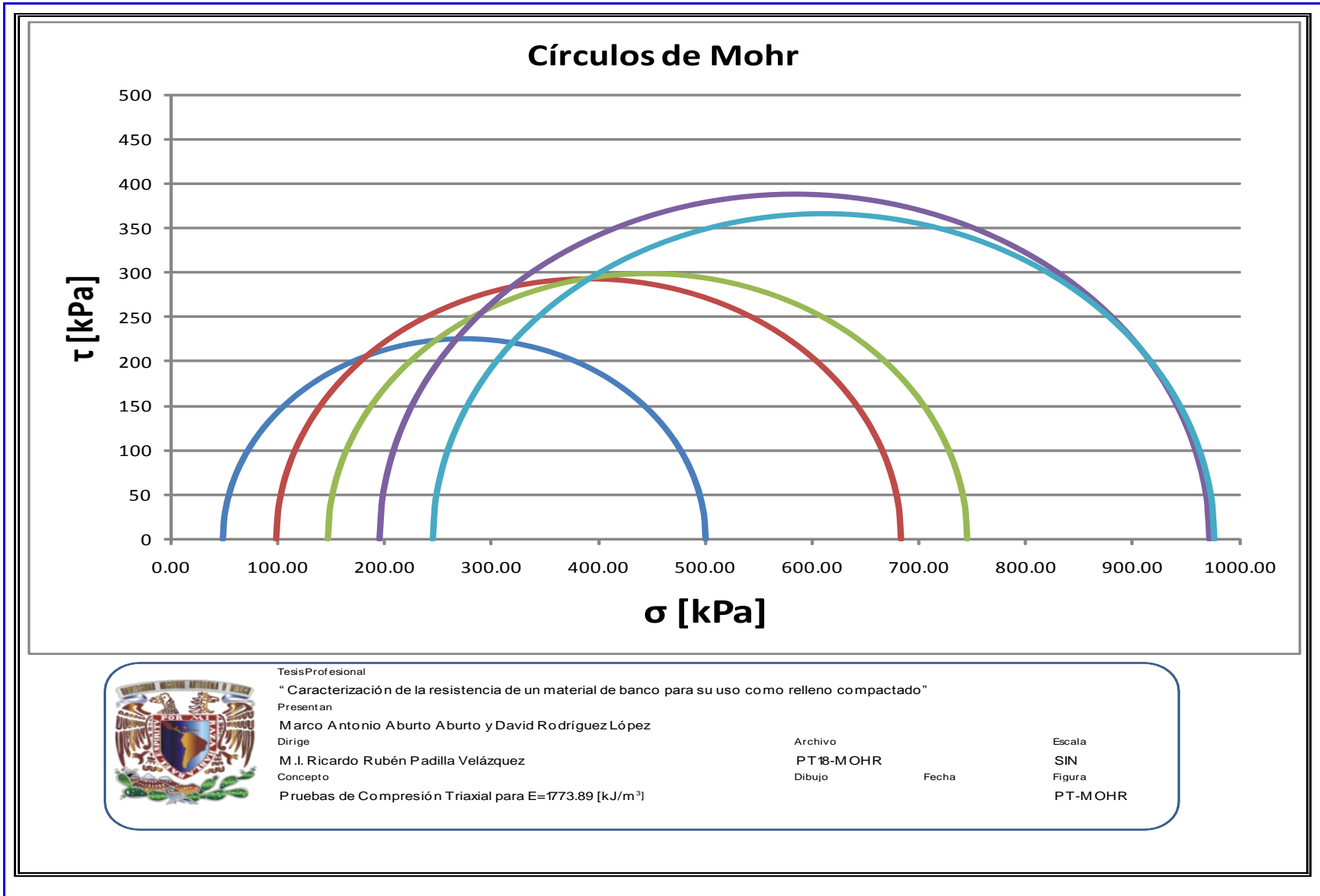


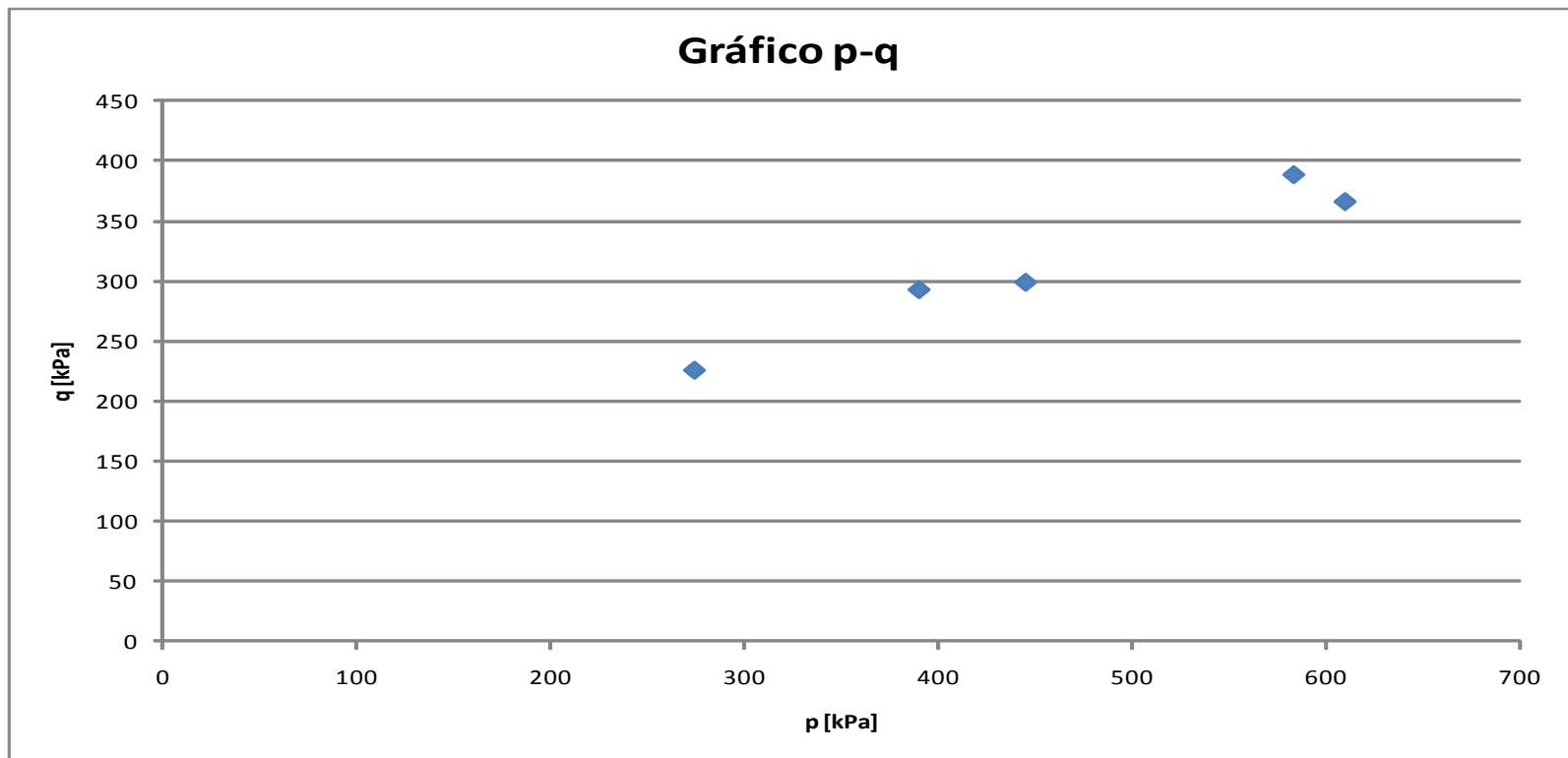
$\sigma_{\text{desv-max}}$ [kPa]	731.83
e_{rup} [%] =	10.2
σ_1 [kPa]=	976.31
σ_3 [kPa]=	244.475

E_{33} [kPa]	29281
E_{50} [kPa]	28886.15
E_{tan} [kPa]	37746.94

wi [%]	33.11
ei	129
Gi [%]	66.73
wf [%]	33.11
ef	129
Gf [%]	66.73

	Tesis Profesional	“Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”	
	Presentan	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López	
	Dirige	M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	
	Concepto	Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1773.89$ [kJ/m ³]	
	Dibujo	Pruebas de Compresión Triaxial	
	Archivo	PT 18-05	Escala
	Fecha	13/09/2009	SIN
			Figura
			PT-5





Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige

M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1773.89 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$

Archivo

PT06-PQ

Dibujo

Fecha

13/09/2009

Escala

SIN

Figura

PT-PQ

Prueba	σ_c [kPa]	$\Delta\sigma_{af}$ [kPa]	σ_{1f} [kPa]	ponderación	p_f [kPa]	q_f [kPa]
1	48.985	451.35	500.335	4	274.66	225.675
2	97.79	585.62	683.41	9	390.6	292.81
3	146.685	597.84	744.525	1	445.605	298.92
4	195.58	776.63	972.21	9	583.895	388.315
5	244.475	731.83	976.305	1	610.39	365.915

$$A=[A]= \begin{vmatrix} 274.66 & 1 \\ 390.6 & 1 \\ 445.605 & 1 \\ 583.895 & 1 \\ 610.39 & 1 \end{vmatrix}$$

$$q=[q]= \begin{vmatrix} 225.675 \\ 292.81 \\ 298.92 \\ 388.315 \\ 365.915 \end{vmatrix}$$

$$\alpha^* = 26.53715094$$

$$a^* = 93.40680671$$

$$\phi^* = 29.95974744$$

$$c^* = 107.8131863$$

p [kPa]	q_f^* [kPa]	σ [kPa]	τ [kPa]
0	93.4068067	0	107.8131863
100	143.345953	100	165.4545792
200	193.285099	200	223.0959722
300	243.224245	300	280.7373651
400	293.16339	400	338.378758
500	343.102536	500	396.0201509
600	393.041682	600	453.6615438
700	442.980828	700	511.3029367
800	492.919974	800	568.9443297
900	542.85912	900	626.5857226

$$H=[H]= \begin{vmatrix} 4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 9 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

$$A^T = \begin{vmatrix} 274.66 & 390.6 & 445.61 & 583.9 & 610.4 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{vmatrix}$$


$$A^T H = \begin{vmatrix} 1098.64 & 3515.4 & 445.61 & 5255 & 610.4 \\ 4 & 9 & 1 & 9 & 1 \end{vmatrix}$$

$$A^T H A = \begin{vmatrix} 5314407.81 & 10925.09 \\ 10925.09 & 24 \end{vmatrix}$$

$$(A^T H A)^{-1} = \begin{vmatrix} 2.93105E-06 & -0.001334 \\ -0.001334249 & 0.6490328 \end{vmatrix}$$

$$A^T H q = \begin{vmatrix} 3674447.642 & 3674447.6 \\ 7697.66 & 7697.66 \end{vmatrix}$$

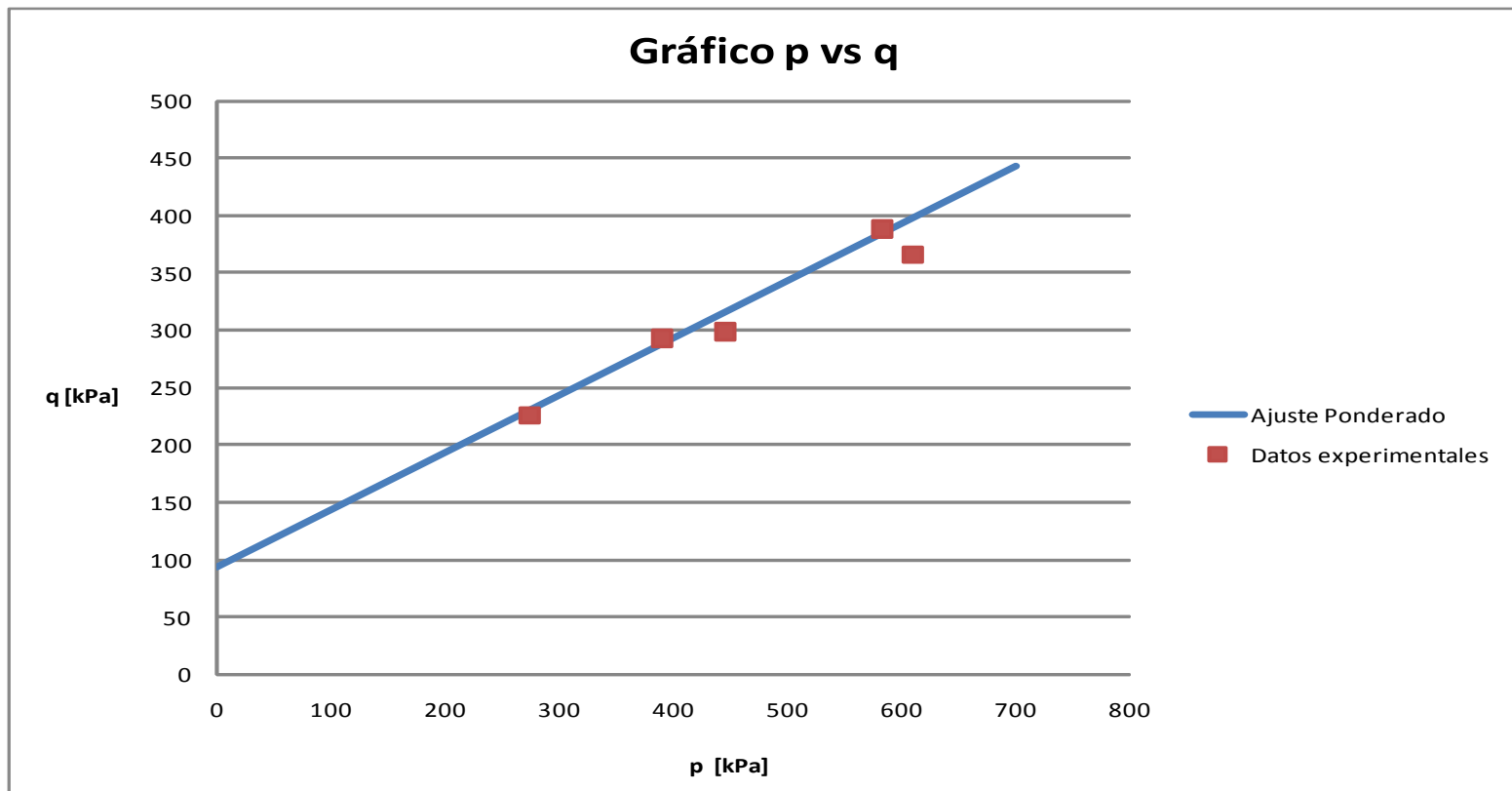
$$(A^T H A)^{-1} * (A^T H q) = \begin{vmatrix} 0.499391459 \\ 93.40680671 \end{vmatrix}$$



Tesis Profesional
"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"
Presentan
Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
Dirige
M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
Concepto
Pruebas de Compresión Triaxial para E=1774.46 [kJ/m³]

Archivo
PT 8-PONDERA
Dibujo Fecha

Escala
SIN
Figura
PT-PONDERA



Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige

M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=1774.46$ [kJ/m³]

Archivo

PT-18-PQ

Dibujo

Fecha

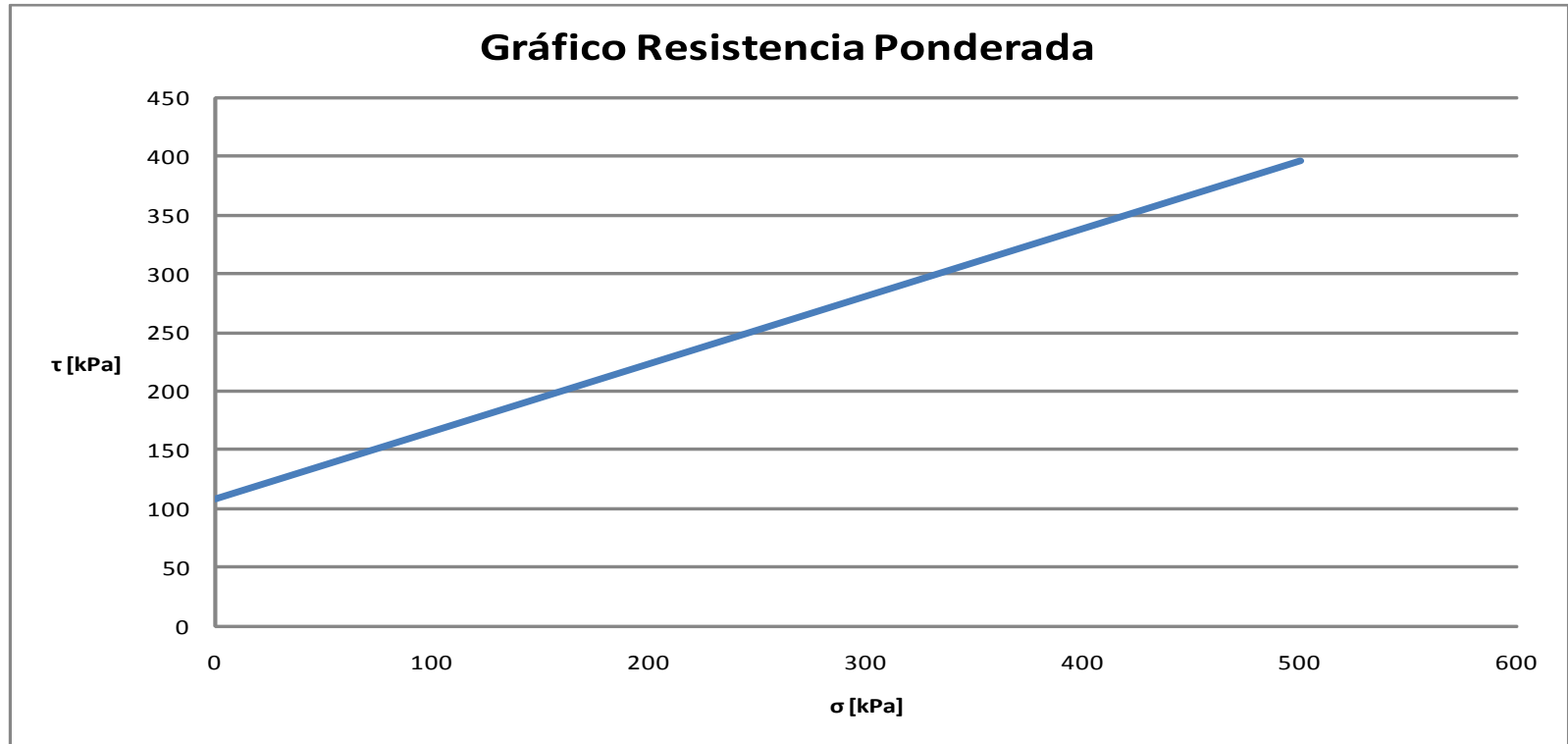
Escala


SIN

Figura

PT-PQ

Gráfico Resistencia Ponderada



	Tesis Profesional		
	"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"		
	Presentan		
	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López		
	Dirige		
	M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	Archivo	Escala
Concepto		PT 18-RP	SIN
Pruebas de Compresión Triaxial para E=1774.46 [kJ/m ³]		Dibujo	Figura
		Fecha	PT-RP
		13/09/2009	

4.2.4. Prueba triaxial del tipo CD con $EC=2365.95 \text{ [kJ/m}^3\text{]} (24.19 \text{ [kg*cm/cm}^3\text{)])}$.

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	1418

Probeta #	1
σ_{conf} [kPa]	48.895
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.250
Lect final micrómetro [mm]	4.590

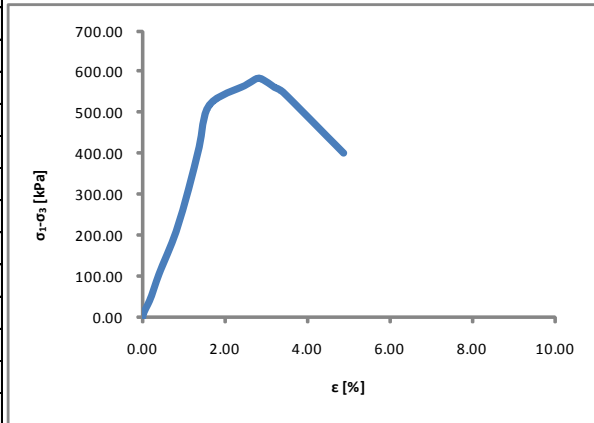
Δ_d [cm] =	0.434
Lc [cm] =	8.926
Ac [cm ²] =	10.44
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	1418

Dc [cm] =	3.65
Lc [cm] =	8.926
Ac [cm ²] =	10.44
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	1418
$P_{vol_{ini}}$ [g/cm ²]	152

%w=	29.41
Cap #	761
Cap [g]	107.4
Cap+wh [g]	249.17
Cap+ws [g]	216.95
Wmi [g]	1418
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.250	0	0.00	0.00
2	0.270	10	0.02	10.57
3	0.360	30	0.12	31.68
4	0.440	50	0.21	52.75
5	0.600	100	0.39	105.31
6	0.970	200	0.81	209.75
7	1.240	300	1.11	313.66
8	1.470	400	1.37	417.13
9	1.690	500	1.61	520.11
10	2.450	550	2.46	567.17
11	2.590	560	2.62	576.55
12	2.760	570	2.81	585.70
13	2.960	560	3.04	574.10
14	3.100	550	3.19	562.93
15	3.280	540	3.39	551.55
16	4.590	400	4.86	402.35
17				
18				
19				



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	585.70
e_{rup} [%] =	2.81
σ_1 [kPa]=	634.59
σ_3 [kPa]=	48.895

E_{33} [kPa]	26035.27
E_{50} [kPa]	28240.63
E_{tan} [kPa]	47232.57

wi [%]	29.41
ei	1.2
Gi [%]	63.2
wf [%]	29.41
ef	121
Gf [%]	63.2



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=2353.12 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT24-01
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-1

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	141.7

Probeta #	2
σ_{conf} [kPa]	97.79
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.290
Lect final micrómetro [mm]	4.070

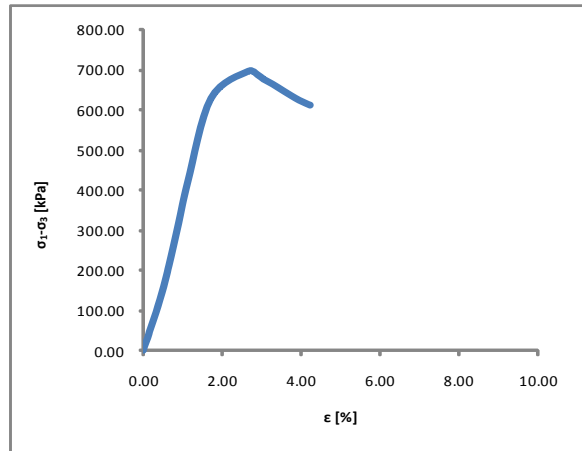
Δ_d [cm] =	0.378
Lc [cm] =	8.982
Ac [cm ²] =	10.37
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	141.7

Dc [cm] =	3.63
Lc [cm] =	8.982
Ac [cm ²] =	10.37
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	141.7
Pvol _{in} [g/cm ³]	152

%w=	29.26
Cap #	84
Cap [g]	117.54
Cap+wh [g]	259.26
Cap+ws [g]	227.18
Wmi [g]	141.7
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.290	0	0.00	0.00
2	0.320	10	0.03	10.64
3	0.390	30	0.11	31.88
4	0.450	50	0.18	53.10
5	0.580	90	0.32	95.44
6	0.750	150	0.51	158.77
7	0.870	200	0.65	211.41
8	1.090	300	0.89	316.33
9	1.300	400	1.12	420.78
10	1.820	600	1.70	627.47
11	2.670	672	2.65	696.00
12	2.880	665	2.88	687.10
13	3.020	655	3.04	675.68
14	3.220	645	3.26	663.83
15	3.470	630	3.54	646.53
16	3.820	610	3.93	623.48
17	4.070	600	4.21	611.48
18				
19				



$\sigma_{\text{desv-max}}$ [kPa]	696.00
e_{r-up} [%] =	2.65
σ_1 [kPa]=	793.79
σ_3 [kPa]=	97.79

E_{33} [kPa]	36120.48
E_{50} [kPa]	39095.99
E_{tan} [kPa]	34422.08

wi [%]	29.26
ei	1.21
Gi [%]	62.87
wf [%]	29.26
ef	1.21
Gf [%]	62.87



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=2353.12$ [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT24-02
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-2

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	141.15

Probeta #	3
σ_{conf} [kPa]	146.685
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.240
Lect final micrómetro [mm]	6.43

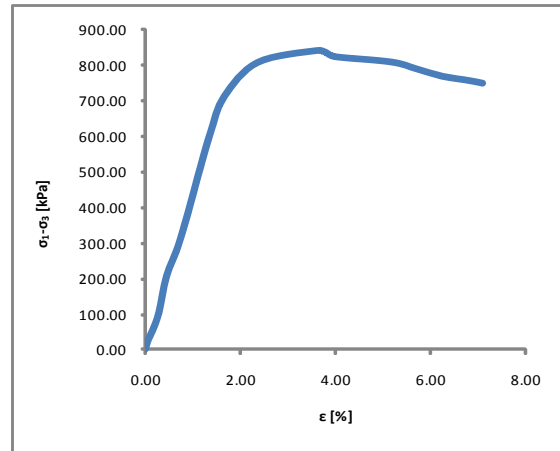
Δ_d [cm] =	0.619
Lc [cm] =	8.741
Ac [cm ²] =	10.66
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	141.15

Dc [cm] =	3.68
Lc [cm] =	8.741
Ac [cm ²] =	10.66
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	141.15
Pvol _{in} [g/cm ³]	152

%w=	29.49
Cap #	346
Cap [g]	12124
Cap+wh [g]	262.89
Cap+ws [g]	230.63
Wmi [g]	141.15
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.240	0	0.00	0.00
2	0.260	10	0.02	10.35
3	0.290	25	0.06	25.87
4	0.370	50	0.15	51.69
5	0.490	100	0.29	103.24
6	0.630	200	0.45	206.15
7	0.880	300	0.73	308.33
8	1.250	500	1.16	511.70
9	1.440	600	1.37	612.69
10	1.690	700	1.66	712.73
11	2.300	800	2.36	808.77
12	3.390	844	3.60	842.35
13	3.560	840	3.80	836.67
14	3.710	830	3.97	825.23
15	4.760	825	5.17	810.00
16	5.210	810	5.69	790.96
17	5.690	793	6.23	769.85
18	6.190	785	6.81	757.43
19	6.43	780	7.08	750.39



$\sigma_{\text{desv-max}}$ [kPa]	842.35
e_{rup} [%] =	3.6
σ_1 [kPa]=	989.04
σ_3 [kPa]=	146.685

E_{33} [kPa]	43205.103
E_{50} [kPa]	43443.47
E_{tan} [kPa]	45276.77

wi [%]	29.46
ei	1.21
Gi [%]	63.15
wf [%]	29.46
ef	1.21
Gf [%]	63.15



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M.J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=2353.12$ [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT24-03
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-3

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	41.37

Probeta #	4
σ_{conf} [kPa]	195.58
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	110356

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.210
Lect final micrómetro [mm]	7.500

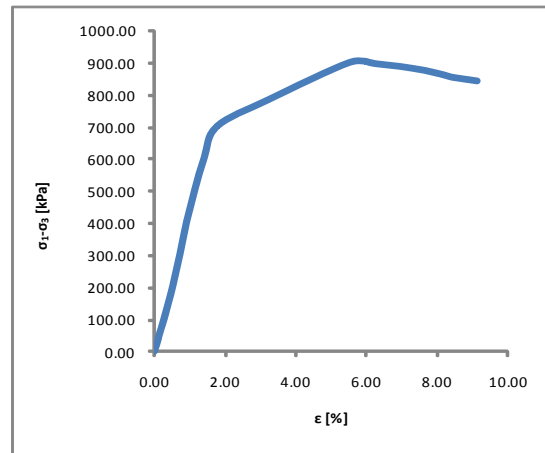
Δ_d [cm] =	0.729
Lc [cm] =	8.631
Ac [cm ²] =	10.79
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	41.37

Dc [cm] =	3.71
Lc [cm] =	8.631
Ac [cm ²] =	10.79
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	41.37
Pvol _{lib} [g/cm ²]	152

%w=	32.68
Cap #	140
Cap [g]	121.07
Cap+wh [g]	262.44
Cap+ws [g]	227.62
Wmi [g]	41.37
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.210	0	0.00	0.00
2	0.240	10	0.03	10.22
3	0.290	30	0.09	30.64
4	0.330	50	0.14	51.05
5	0.450	100	0.28	101.95
6	0.660	200	0.52	203.40
7	0.840	300	0.73	304.46
8	1.000	400	0.92	405.19
9	1.200	500	1.15	505.30
10	1.430	600	1.41	604.73
11	1.740	700	1.77	702.95
12	3.000	795	3.23	786.48
13	5.000	936	5.55	903.80
14	5.610	938	6.26	898.95
15	6.220	936	6.96	890.27
16	6.820	930	7.66	877.95
17	7.310	920	8.23	863.17
18	7.500	915	8.45	856.42
19	8.1	910	9.14	845.28



$\sigma_{\text{desv-max}}$ [kPa]	903.80
e_{rup} [%] =	5.55
σ_1 [kPa]=	1099.38
σ_3 [kPa]=	195.58

E_{33} [kPa]	41068.79
E_{50} [kPa]	4354158
E_{tan} [kPa]	29043.63

wi [%]	29.35
ei	123
Gi [%]	62.04
wf [%]	29.35
ef	132
Gf [%]	62.04

	Tesis Profesional	“Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”	
	Presentan	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López	
	Dirige	M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	
	Concepto	Pruebas de Compresión Triaxial para E=2353.12 [kJ/m ³]	
	Dibujo	Pruebas de Compresión Triaxial	
	Archivo	PT24-04	Escala SIN
	Fecha	13/09/2009	Figura PT-4

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	140.68

Probeta #	4
σ_{conf} [kPa]	244.475
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	110356

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.260
Lect final micrómetro [mm]	18.000

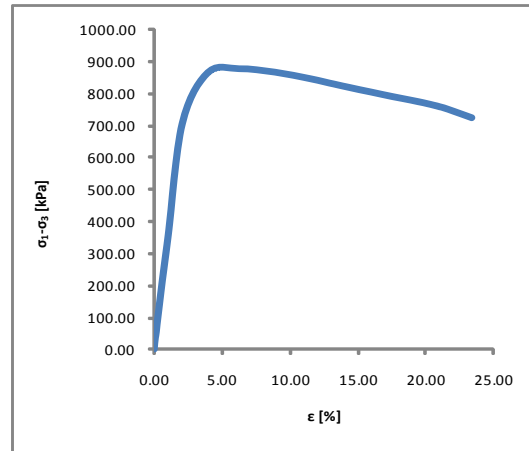
Δ_d [cm] =	1.774
Lc [cm] =	7.586
Ac [cm ²] =	12.28
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	140.68

Dc [cm] =	3.95
Lc [cm] =	7.586
Ac [cm ²] =	12.28
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	140.68
Pvol _{in} [g/cm ³]	151

%w=	33.11
Cap #	26
Cap [g]	119.99
Cap+wh [g]	260.67
Cap+ws [g]	225.68
Wmi [g]	140.68
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.


Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.260	0	0.00	0.00
2	0.280	20	0.03	17.97
3	0.320	40	0.08	35.91
4	0.370	60	0.15	53.83
5	0.630	200	0.49	178.83
6	1.040	400	1.03	355.73
7	1.820	800	2.06	704.06
8	3.260	1000	3.95	863.02
9	5.000	1039	6.25	875.26
10	7.000	1056	8.88	864.57
11	9.000	1061	11.52	843.52
12	10.500	1061	13.50	824.67
13	13.000	1063	16.79	794.75
14	15.000	1067	19.43	772.46
15	15.850	1067	20.55	761.72
16	16.210	1066	21.03	756.46
17	16.450	1065	21.34	752.72
18	17.000	1060	22.07	742.28
19	18	1049	23.39	722.16

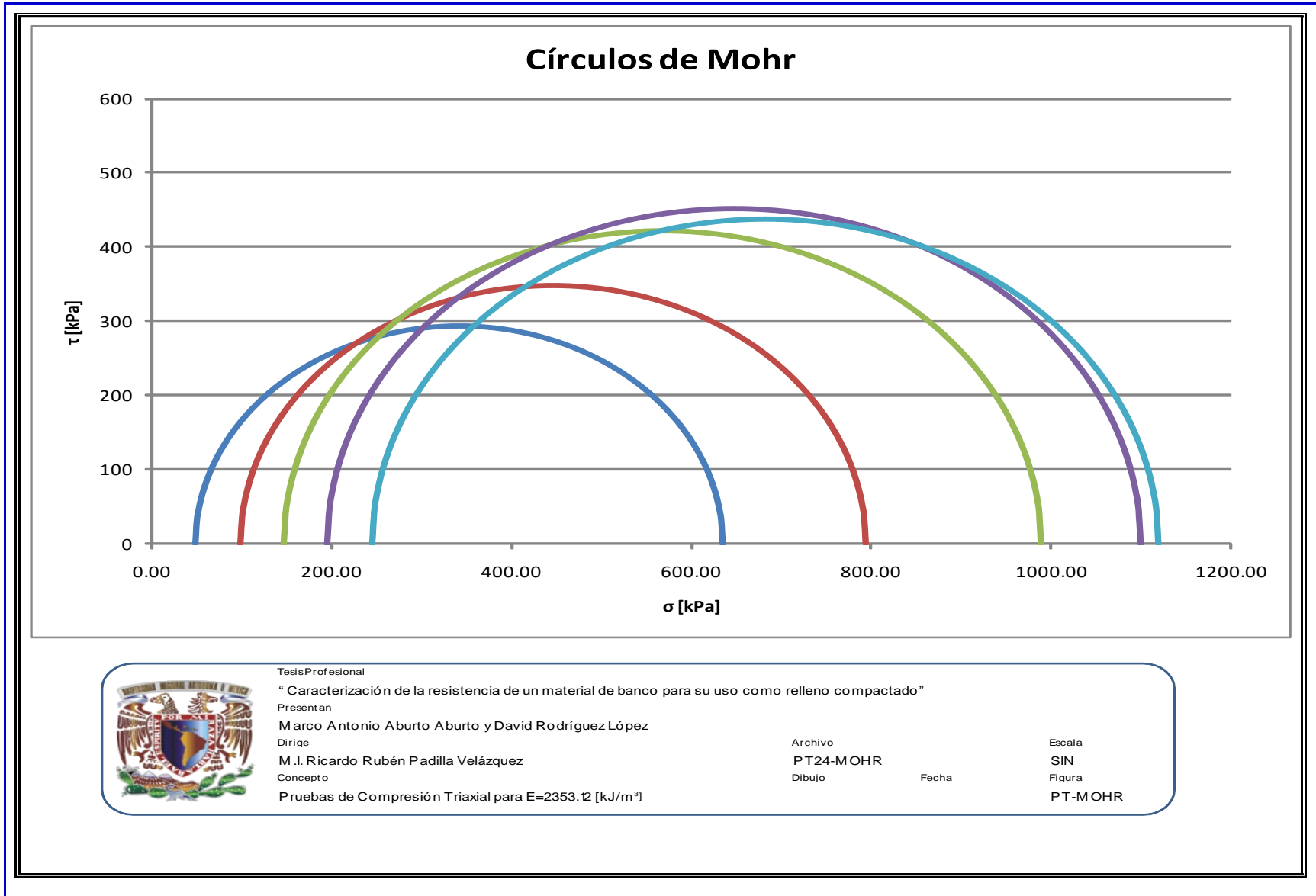


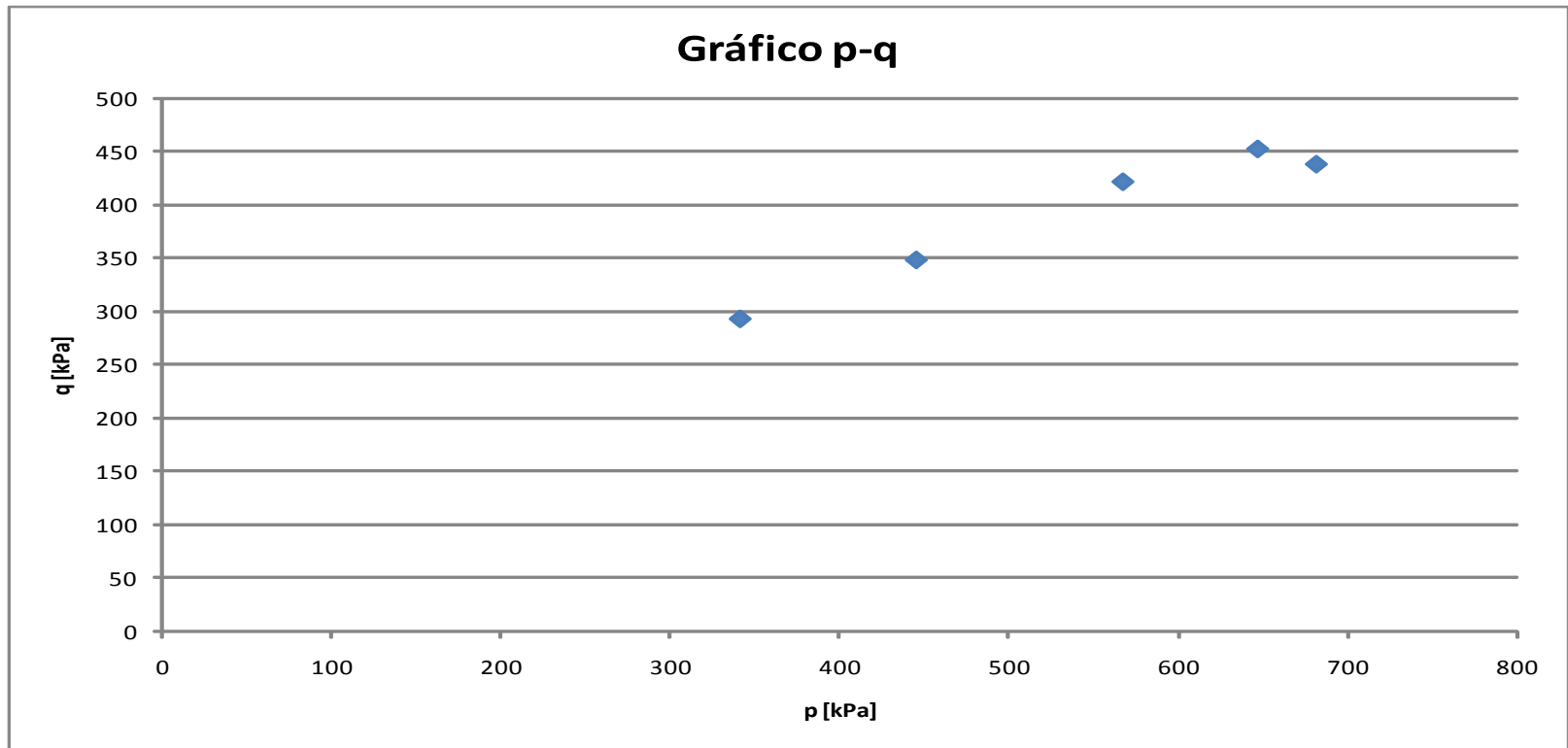
$\sigma_{\text{desv-max}}$ [kPa]	875.26
e_{rup} [%] =	6.25
σ_1 [kPa]=	1119.74
σ_3 [kPa]=	244.475

E_{33} [kPa]	3650196
E_{50} [kPa]	35908.77
E_{tan} [kPa]	70995.54

wi [%]	30.89
ei	124
Gi [%]	64.77
wf [%]	30.89
ef	124
Gf [%]	64.77

	Tesis Profesional		
	“Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”		
	Presentan Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López		
	Dirige M.J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez		
	Concepto	Archivo	Escala
	Pruebas de Compresión Triaxial para E=2353.12 [kJ/m ³]	PT24-05	SIN
	Dibujo	Fecha	Figura
	Pruebas de Compresión Triaxial	13/09/2009	PT-5





Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige

M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=2353.12 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$

Archivo

PT24-PQ

Dibujo

Fecha

13/09/2009

Escala

SIN

Figura

PT-PQ

Prueba	σ_c [kPa]	$\Delta\sigma_{ar}$ [kPa]	σ_{1f} [kPa]	ponderación	p_f [kPa]	q_f [kPa]
1	48.985	585.7	634.685	9	341.835	292.85
2	97.79	696	793.79	9	445.79	348
3	146.685	842.35	989.035	4	567.86	421.175
4	195.58	903.8	1099.38	9	647.48	451.9
5	244.475	875.26	1119.735	1	682.105	437.63

$$H=[H]= \begin{vmatrix} 9 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 9 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$$

$$A=[A]= \begin{vmatrix} 341.835 & 1 \\ 445.79 & 1 \\ 567.86 & 1 \\ 647.48 & 1 \\ 682.105 & 1 \end{vmatrix}$$

$$A^T = \begin{vmatrix} 341.835 & 445.79 & 567.86 & 647.5 & 682.1 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{vmatrix}$$

$$A^T H = \begin{vmatrix} 3076.515 & 4012.11 & 2271.4 & 5827 & 682.1 \\ 9 & 9 & 4 & 9 & 1 \end{vmatrix}$$

$$q=[q]= \begin{vmatrix} 292.85 \\ 348 \\ 421.175 \\ 451.9 \\ 437.63 \end{vmatrix}$$

$$A^T H q = \begin{vmatrix} 8368419.325 & 15869.49 \\ 15869.49 & 32 \end{vmatrix}$$

$$(A^T H A)^{-1} = \begin{vmatrix} 2.00643E-06 & -0.000995 \\ -0.000995033 & 0.5247084 \end{vmatrix}$$

$$\alpha^* = 27.1823431$$

$$a^* = 118.9828502$$


$$A^T H q = \begin{vmatrix} 6185720.959 & 6185721 \\ 11957.08 & 11957.08 \end{vmatrix}$$

$$\phi^* = 30.89996226$$

$$c^* = 138.6641063$$

$$(A^T H A)^{-1} * (A^T H q) = \begin{vmatrix} 0.513540687 \\ 118.9828502 \end{vmatrix}$$

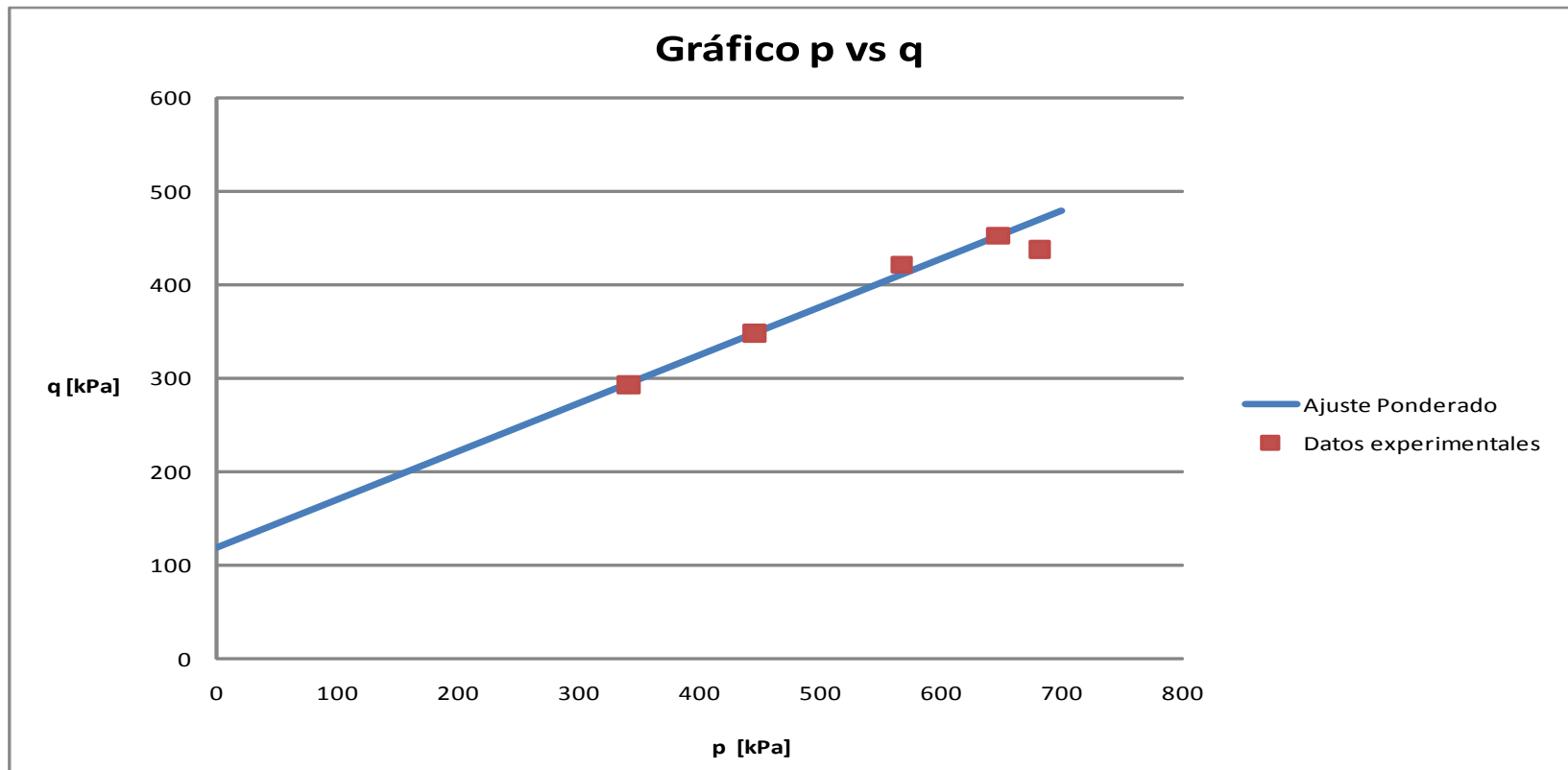
p [kPa]	q_f^* [kPa]	σ [kPa]	τ [kPa]
0	118.98285	0	138.6641063
100	170.336919	100	198.5127822
200	221.690988	200	258.3614581
300	273.045056	300	318.2101339
400	324.399125	400	378.0588098
500	375.753194	500	437.9074857
600	427.107262	600	497.7561616
700	478.461331	700	557.6048375
800	529.8154	800	617.4535134
900	581.169468	900	677.3021893



Tesis Profesional
 "Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M.J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para E=2365.95 (kJ/m³)

Archivo
 PT24-PONDERA
 Dibujo
 Fecha

Escala
 SIN
 Figura
 PT-PONDERA



Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige

M.I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=2365.95 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$

Archivo

PT24-PQ

Dibujo

Fecha

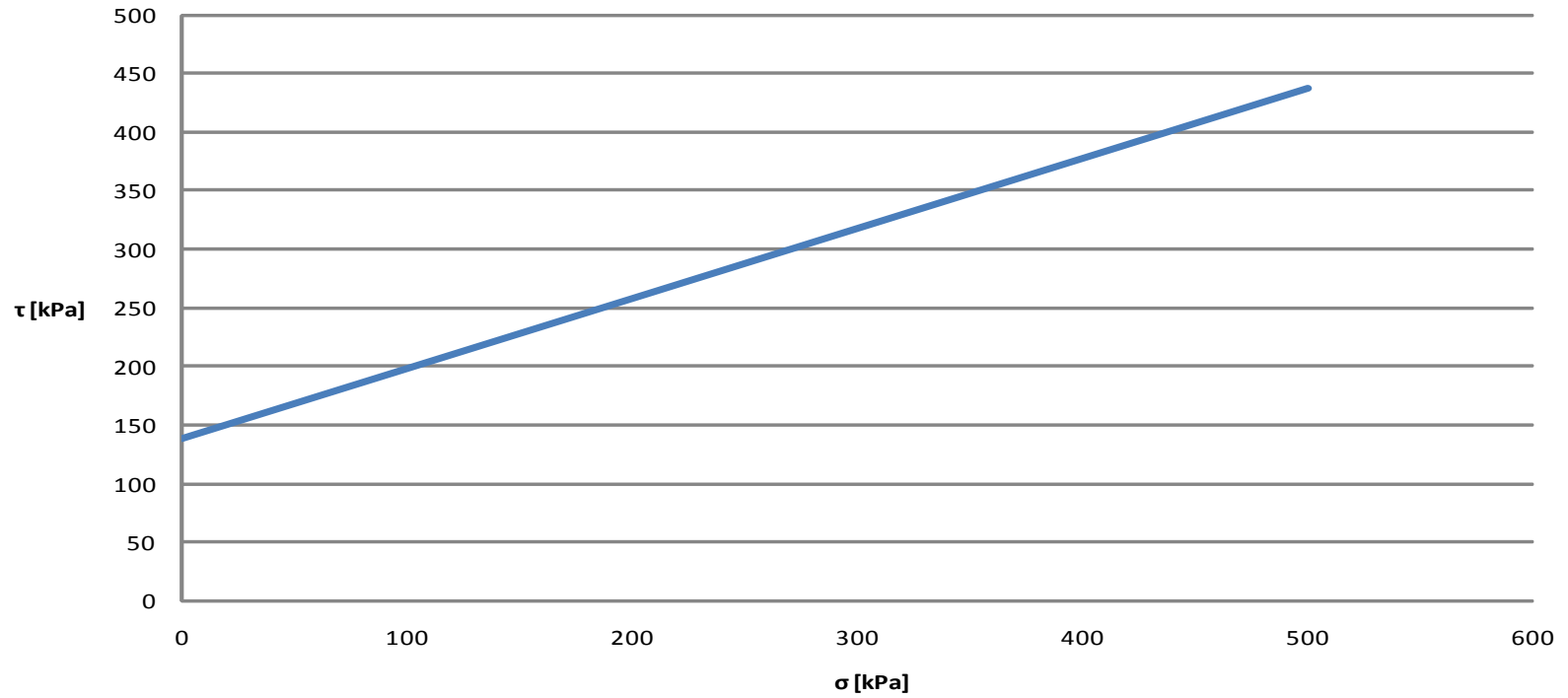
Escala

SIN

Figura

PT-PQ

Gráfico Resistencia Ponderada



Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige

M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=2365.95 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$

Archivo

PT24-RP

Dibujo

Fecha

Escala

SIN

Figura

PT-RP

4.2.5. Prueba triaxial del tipo CD con $EC=2957.43 \text{ [kJ/m}^3\text{]} (30.24 \text{ [kg*cm/cm}^3\text{)])}$.

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	1418

Probeta #	1
σ_{conf} [kPa]	48.895
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.250
Lect final micrómetro [mm]	3.320

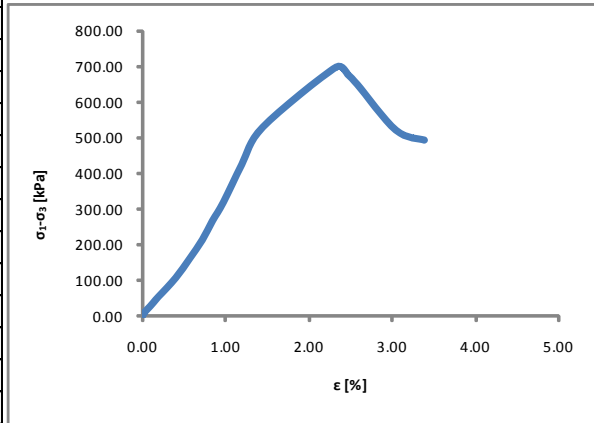
Δ_d [cm] =	0.307
Lc [cm] =	9.053
Ac [cm ²] =	10.29
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	1418

Dc [cm] =	3.62
Lc [cm] =	9.053
Ac [cm ²] =	10.29
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	1418
Pvol _{lira} [g/cm ²]	152

%w=	29.41
Cap #	761
Cap [g]	107.4
Cap+wh [g]	249.17
Cap+ws [g]	216.95
Wmi [g]	1418
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.250	0	0.00	0.00
2	0.270	10	0.02	10.72
3	0.330	25	0.09	26.78
4	0.420	50	0.19	53.52
5	0.610	100	0.40	106.81
6	0.760	150	0.56	159.94
7	0.900	200	0.72	212.92
8	1.010	250	0.84	265.83
9	1.130	300	0.97	318.57
10	1.330	400	1.19	423.81
11	1.560	500	1.45	528.40
12	2.360	665	2.33	696.47
13	2.490	645	2.47	674.53
14	2.590	620	2.58	647.65
15	3.010	500	3.05	519.81
16	3.320	475	3.39	492.08
17				
18				
19				



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	696.47
e_{rup} [%] =	2.33
σ_1 [kPa]=	745.37
σ_3 [kPa]=	48.895

E_{33} [kPa]	30067.08
E_{50} [kPa]	33243.64
E_{tan} [kPa]	48503.84

wi [%]	29.2
ei	125
Gi [%]	60.74
wf [%]	29.2
ef	125
Gf [%]	60.74



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”

Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige
 M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=294140 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$

Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT30-01

Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN

Figura
 PT-1

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	1417

Probeta #	2
σ_{conf} [kPa]	97.79
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.250
Lect final micrómetro [mm]	3.690

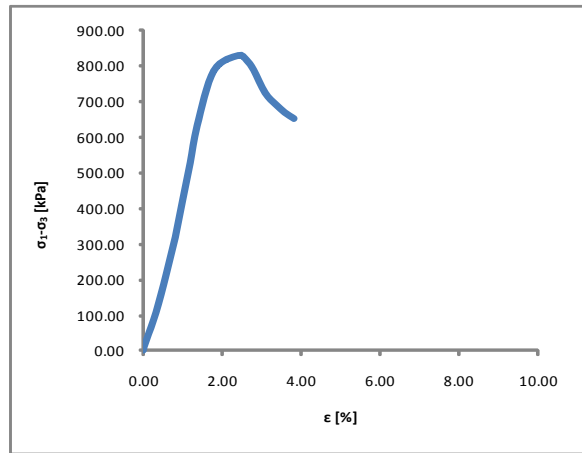
Δ_d [cm] =	0.344
Lc [cm] =	9.016
Ac [cm ²] =	10.33
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	1417

Dc [cm] =	3.63
Lc [cm] =	9.016
Ac [cm ²] =	10.33
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	1417
Pvol _{lira} [g/cm ³]	1.52

%w=	29.26
Cap #	84
Cap [g]	117.54
Cap+wh [g]	259.26
Cap+ws [g]	227.18
Wmi [g]	1417
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.


Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.250	0	0.00	0.00
2	0.270	10	0.02	10.68
3	0.330	30	0.09	32.01
4	0.540	100	0.32	106.45
5	0.770	200	0.58	212.35
6	0.980	300	0.81	317.79
7	1.150	400	1.00	422.91
8	1.320	500	1.19	527.63
9	1.480	600	1.36	632.02
10	1.860	750	1.79	786.65
11	2.420	796	2.41	829.62
12	2.610	785	2.62	816.38
13	2.770	760	2.80	788.94
14	3.030	700	3.08	724.50
15	3.280	670	3.36	691.47
16	3.480	650	3.58	669.29
17	3.690	635	3.82	652.26
18				
19				



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	829.62
e_{rup} [%] =	2.41
σ_1 [kPa]=	927.41
σ_3 [kPa]=	97.79

E_{33} [kPa]	38499.19
E_{50} [kPa]	42183.07
E_{tan} [kPa]	48112.68

wi [%]	30.3
ei	124
Gi [%]	63.53
wf [%]	30.04
ef	124
Gf [%]	62.99

	Tesis Profesional	Archivo	Escala
	Presentan	PT30-02	SIN
Dirigen	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López	Fecha	Figura
Dirige	M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	13/09/2009	PT-2
Concepto	Pruebas de Compresión Triaxial para E=294140 [kJ/m ³]		
Dibujo	Pruebas de Compresión Triaxial		

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	141.15

Probeta #	3
σ_{corr} [kPa]	146.685
g [m/cm ³]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.250
Lect final micrómetro [mm]	0

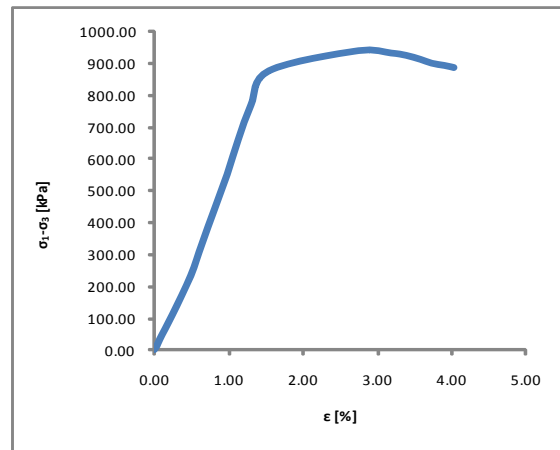
Δ_d [cm] =	-0.025
Lc [cm] =	9.385
Ac [cm ²] =	9.93
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	141.15

Dc [cm] =	3.56
Lc [cm] =	9.385
Ac [cm ²] =	9.93
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	141.15
Pvol _{ini} [g/cm ³]	1.52

%w=	29.49
Cap #	346
Cap [g]	12124
Cap+wh [g]	262.89
Cap+ws [g]	230.63
Wmi [g]	141.15
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.250	0	0.00	0.00
2	0.280	10	0.03	11.11
3	0.320	30	0.07	33.32
4	0.480	100	0.25	110.89
5	0.710	210	0.49	232.30
6	0.850	300	0.64	331.36
7	1.010	400	0.81	441.06
8	1.170	500	0.98	550.37
9	1.310	600	1.13	659.45
10	1.470	700	1.30	768.03
11	1.700	800	1.55	875.57
12	2.830	868	2.75	938.38
13	3.240	865	3.19	930.93
14	3.430	860	3.39	923.62
15	3.610	850	3.58	911.07
16	3.750	840	3.73	898.95
17	3.910	835	3.90	892.02
18	4.030	830	4.03	885.50
19				



$\sigma_{desv-max}$ [kPa]	938.38
e_{rup} [%] =	2.75
σ_1 [kPa]=	1085.06
σ_3 [kPa]=	146.685

E_{33} [kPa]	4733121
E_{50} [kPa]	50647.6
E_{tan} [kPa]	31879.54

wi [%]	30.31
ei	125
Gi [%]	63.04
wf [%]	29.83
ef	125
Gf [%]	62.05



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=294140$ [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT30-03
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-3

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	9.36

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	141.37

Probeta #	4
σ_{conf} [kPa]	195.58
g [m/cm ³]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.250
Lect final micrómetro [mm]	3.940

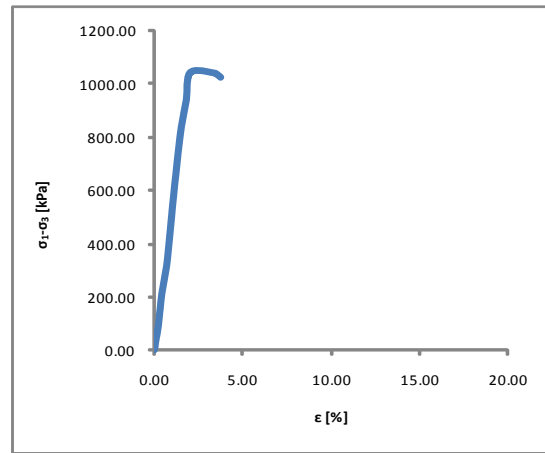
Δ_d [cm] =	0.369
Lc [cm] =	8.991
Ac [cm ²] =	10.36
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	141.37

Dc [cm] =	3.63
Lc [cm] =	8.991
Ac [cm ²] =	10.36
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	141.37
Pvol _{in} [g/cm ³]	152

%w=	32.68
Cap #	140
Cap [g]	121.07
Cap+wh [g]	262.44
Cap+ws [g]	227.62
Wmi [g]	141.37
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.250	0	0.00	0.00
2	0.280	10	0.03	10.65
3	0.320	30	0.08	31.92
4	0.400	60	0.17	63.79
5	0.480	100	0.26	106.22
6	0.630	200	0.42	212.09
7	0.870	300	0.69	317.29
8	1.020	400	0.86	422.34
9	1.220	550	1.08	579.42
10	1.440	700	1.32	735.61
11	1.610	800	1.51	839.09
12	1.860	900	1.79	941.31
13	2.060	1000	2.01	1043.53
14	3.240	1012	3.33	1041.91
15	3.470	1005	3.58	1031.97
16	3.580	1000	3.70	1025.53
17	3.700	990	3.84	1013.87
18	3.940	985	4.10	1005.95
19				



$\sigma_{\text{desv-max}}$ [kPa]	1043.53
ϵ_{r-up} [%] =	2.01
σ_1 [kPa]=	1239.11
σ_3 [kPa]=	195.58

E_{33} [kPa]	47137.36
E_{50} [kPa]	52334.13
E_{tan} [kPa]	31879.54

wi [%]	29.43
ei	124
Gi [%]	61.71
wf [%]	29.07
ef	124
Gf [%]	60.95



Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=294140$ [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT30-04
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-4

Prueba de Compresión Triaxial

Dm [cm]	3.56
Lm [cm]	8.48

Li [cm] =	9.36
Ai [cm ²] =	9.95
Vi [cm ³] =	93.17
wi [g] =	140.68

Probeta #	4
σ_{conf} [kPa]	244.475
g [m/cm ²]	9.779
Cons Anillo	0.1285

Lect Inicial micrómetro [mm]	0.220
Lect final micrómetro [mm]	0.000

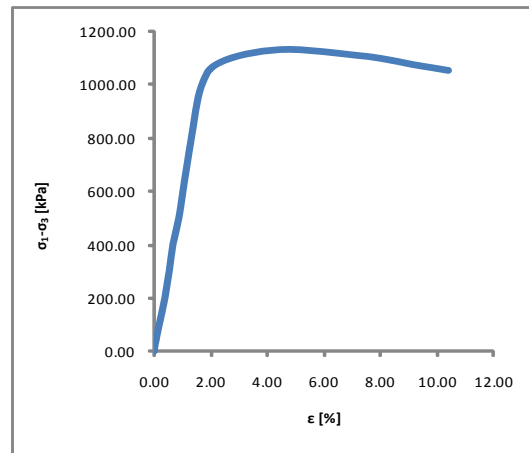
Δ_d [cm] =	-0.022
Lc [cm] =	8.502
Ac [cm ²] =	10.96
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [gms] =	140.68

Dc [cm] =	3.74
Lc [cm] =	8.502
Ac [cm ²] =	10.96
Vc [cm ³] =	93.17
Wc [g] =	140.68
Pvol _{in} [g/cm ³]	1.51

%w=	33.11
Cap #	26
Cap [g]	119.99
Cap+wh [g]	260.67
Cap+ws [g]	225.68
Wmi [g]	140.68
Ss	2.6

Vel de carga 1mm/min Aprox.

Incrementos	Lect Micrómetro Def Axial [mm]	Lect Micrómetro Anillo Carga [div]	Def Unitaria ϵ [%]	Esf Desviador σ_{desv} [kPa]
1	0.220	0	0.00	0.00
2	0.240	20	0.02	20.14
3	0.320	70	0.12	70.41
4	0.370	100	0.18	100.53
5	0.540	200	0.38	200.65
6	0.670	300	0.53	300.52
7	0.780	400	0.66	400.17
8	0.960	500	0.87	499.14
9	1.080	600	1.01	598.12
10	1.330	800	1.31	795.12
11	1.630	1000	1.66	990.35
12	2.200	1100	2.33	1081.96
13	4.000	1174	4.45	1129.71
14	6.430	1185	7.30	1106.19
15	7.370	1180	8.41	1088.38
16	8.000	1173	9.15	1073.18
17	9.050	1165	10.39	1051.37
18				
19				



$\sigma_{\text{desv-max}}$ [kPa]	1129.71
e_{rup} [%] =	4.45
σ_1 [kPa]=	1374.19
σ_3 [kPa]=	244.475

E_{33} [kPa]	59609.17
E_{50} [kPa]	58246.07
E_{tan} [kPa]	85077.3

wi [%]	29.56
ei	1.21
Gi [%]	63.52
wf [%]	29.04
ef	1.21
Gf [%]	62.4

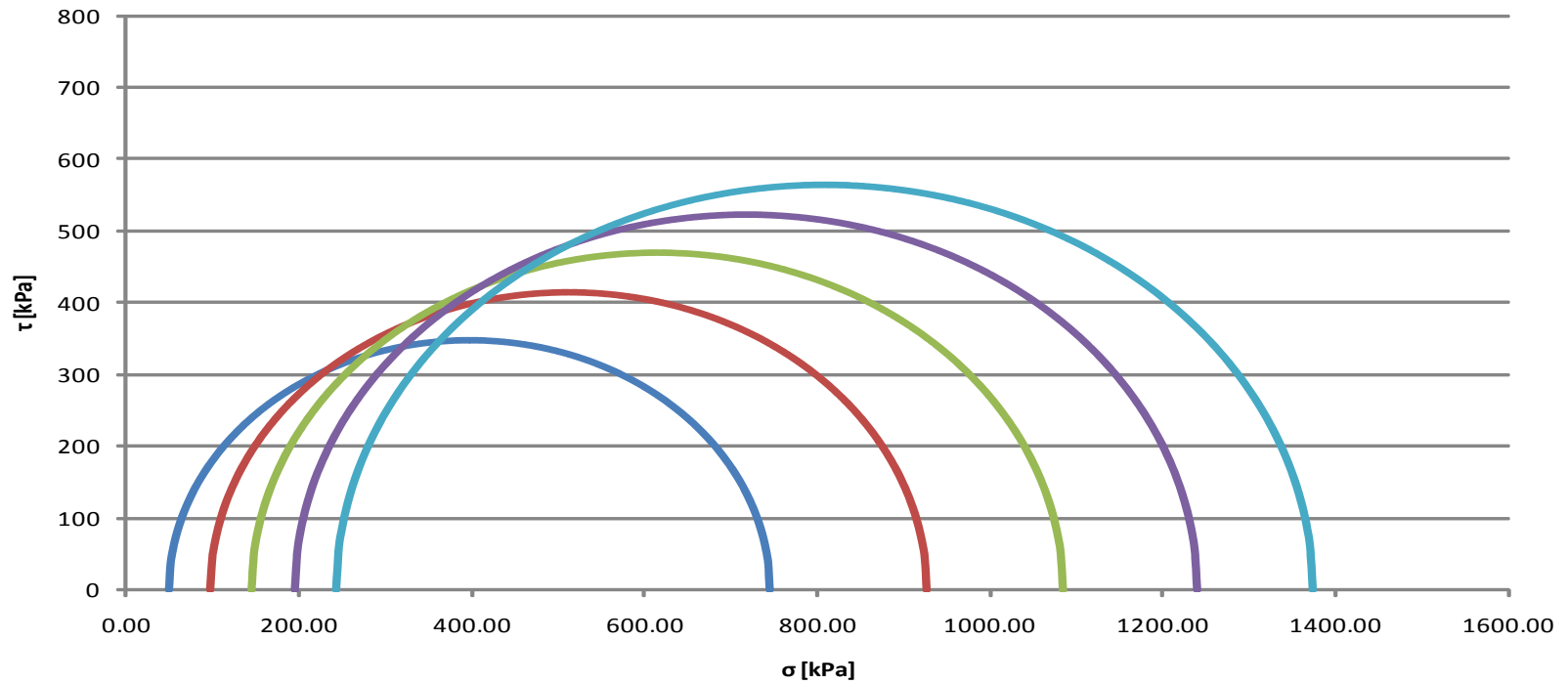


Tesis Profesional
 “Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado”
 Presentan
 Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
 Dirige
 M.J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
 Concepto
 Pruebas de Compresión Triaxial para $E=294140$ [kJ/m³]
 Dibujo
 Pruebas de Compresión Triaxial

Archivo
 PT30-05
 Fecha
 13/09/2009

Escala
 SIN
 Figura
 PT-5

Círculos de Mohr



Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige

M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=294140$ [kJ/m³]

Archivo

PT30-MOHR

Dibujo

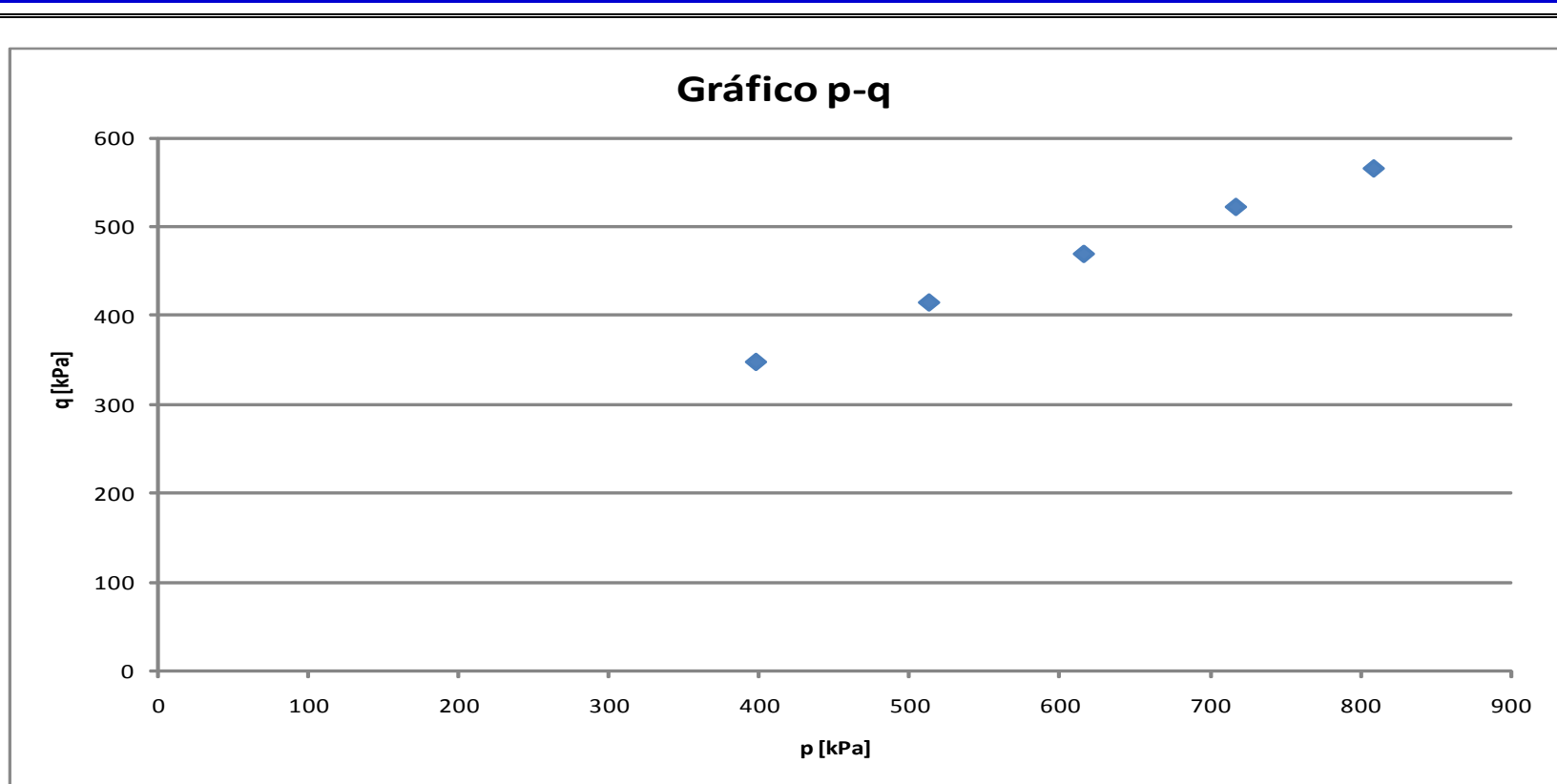
Fecha

Escala

SIN

Figura

PT-MOHR



Tesis Profesional
"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"
Presentan
Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
Dirige
M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
Concepto
Pruebas de Compresión Triaxial para $E=294140 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$

Archivo
PT30-PQ
Dibujo

Fecha
13/09/2009

Escala
SIN
Figura
PT-PQ

Prueba	σ_c [kPa]	$\Delta\sigma_{af}$ [kPa]	σ_{1f} [kPa]	ponderación	p_f [kPa]	q_f [kPa]
1	48.985	696.47	745.455	9	397.22	348.235
2	97.79	829.6	927.39	9	512.59	414.8
3	146.685	938.38	1085.065	4	615.875	469.19
4	195.58	1043.53	1239.11	9	717.345	521.765
5	244.475	1129.73	1374.205	9	809.34	564.865

$$H=[H]= \begin{bmatrix} 9 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 9 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 9 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 9 \end{bmatrix}$$

$$A=[A]= \begin{bmatrix} 397.22 & 1 \\ 512.59 & 1 \\ 615.875 & 1 \\ 717.345 & 1 \\ 809.34 & 1 \end{bmatrix}$$

$$A^T = \begin{bmatrix} 397.22 & 512.59 & 615.88 & 717.3 & 809.3 \\ 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$A^T H = \begin{bmatrix} 3574.98 & 4613.31 & 2463.5 & 6456 & 7284 \\ 9 & 9 & 4 & 9 & 9 \end{bmatrix}$$

$$q=[q]= \begin{bmatrix} 348.235 \\ 414.8 \\ 469.19 \\ 521.765 \\ 564.865 \end{bmatrix}$$

$$A^T H A = \begin{bmatrix} 15828533.95 & 24392 \\ 24391.955 & 40 \end{bmatrix}$$

$$(A^T H A)^{-1} = \begin{bmatrix} 1.04784E-06 & -0.0006 \\ -0.00063897 & 0.41464 \end{bmatrix}$$

$$\alpha^* = 27.73112533$$

$$a^* = 142.5193612$$


$$A^T H q = \begin{bmatrix} 11797463.89 & 1.2E+07 \\ 18523.745 & 18523.7 \end{bmatrix}$$

$$\phi^* = 31.7157097$$

$$c^* = 167.5383683$$

$$(A^T H A)^{-1} (A^T H q) = \begin{bmatrix} 0.525704912 \\ 142.5193612 \end{bmatrix}$$

p [kPa]	q_f^* [kPa]	σ [kPa]	τ [kPa]
0	142.519361	0	167.5383683
100	195.089852	100	229.3375108
200	247.660344	200	291.1366533
300	300.230835	300	352.9357958
400	352.801326	400	414.7349383
500	405.371817	500	476.5340807
600	457.942308	600	538.3332232
700	510.512799	700	600.1323657
800	563.083291	800	661.9315082
900	615.653782	900	723.7306507

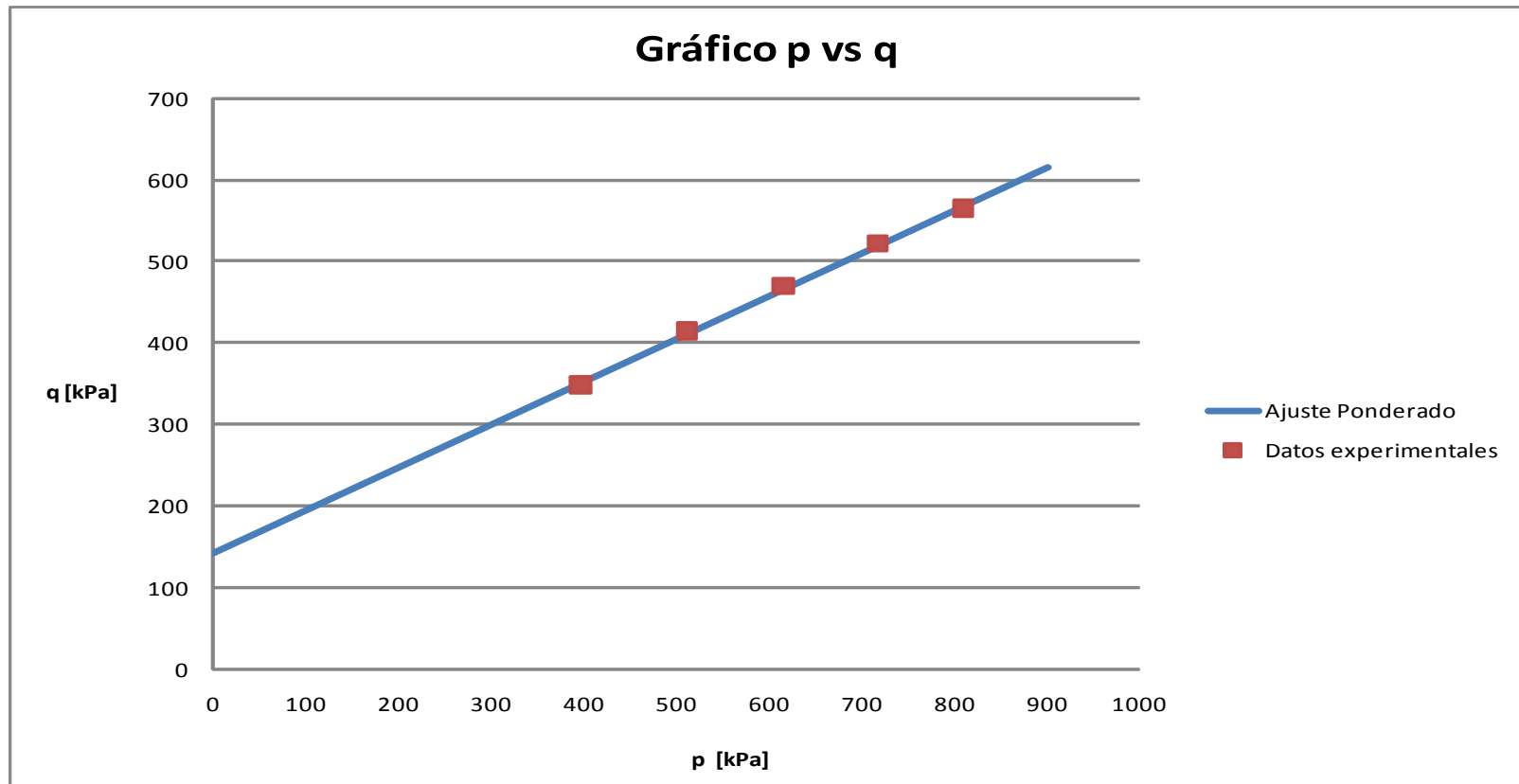


Tesis Profesional
"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"
Presentan
Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López
Dirige
M. J. Ricardo Rubén Padilla Velázquez
Concepto
Pruebas de Compresión Triaxial para $E=2957.43$ [kJ/m²]

Archivo
PT30-PONDERA
Dibujo

Fecha

Escala
SIN
Figura
PT-PONDERA



Tesis Profesional

"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"

Presentan

Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López

Dirige

M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez

Concepto

Pruebas de Compresión Triaxial para $E=2957.43 \text{ [kJ/m}^3\text{]}$

Archivo

PT30-PQ

Dibujo

Fecha

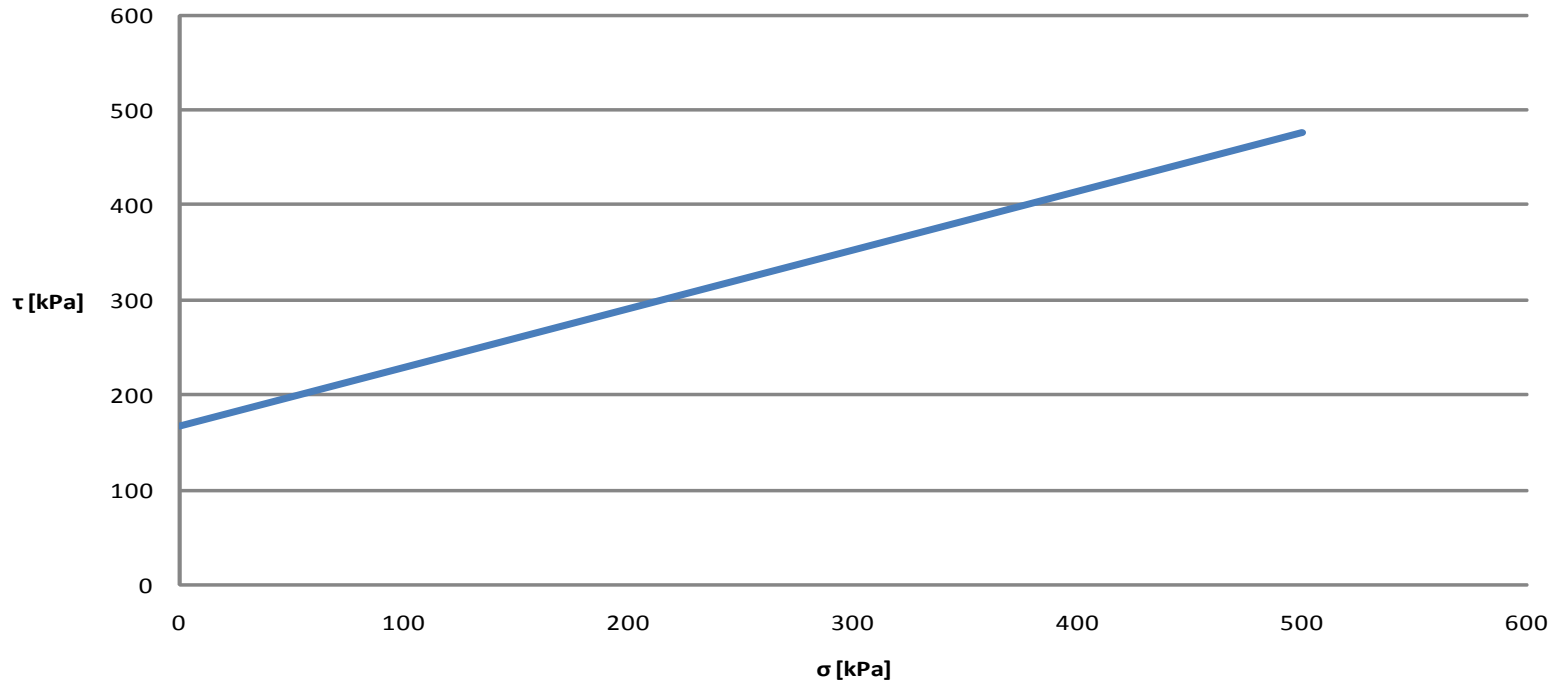
Escala


SIN

Figura

PT-PQ

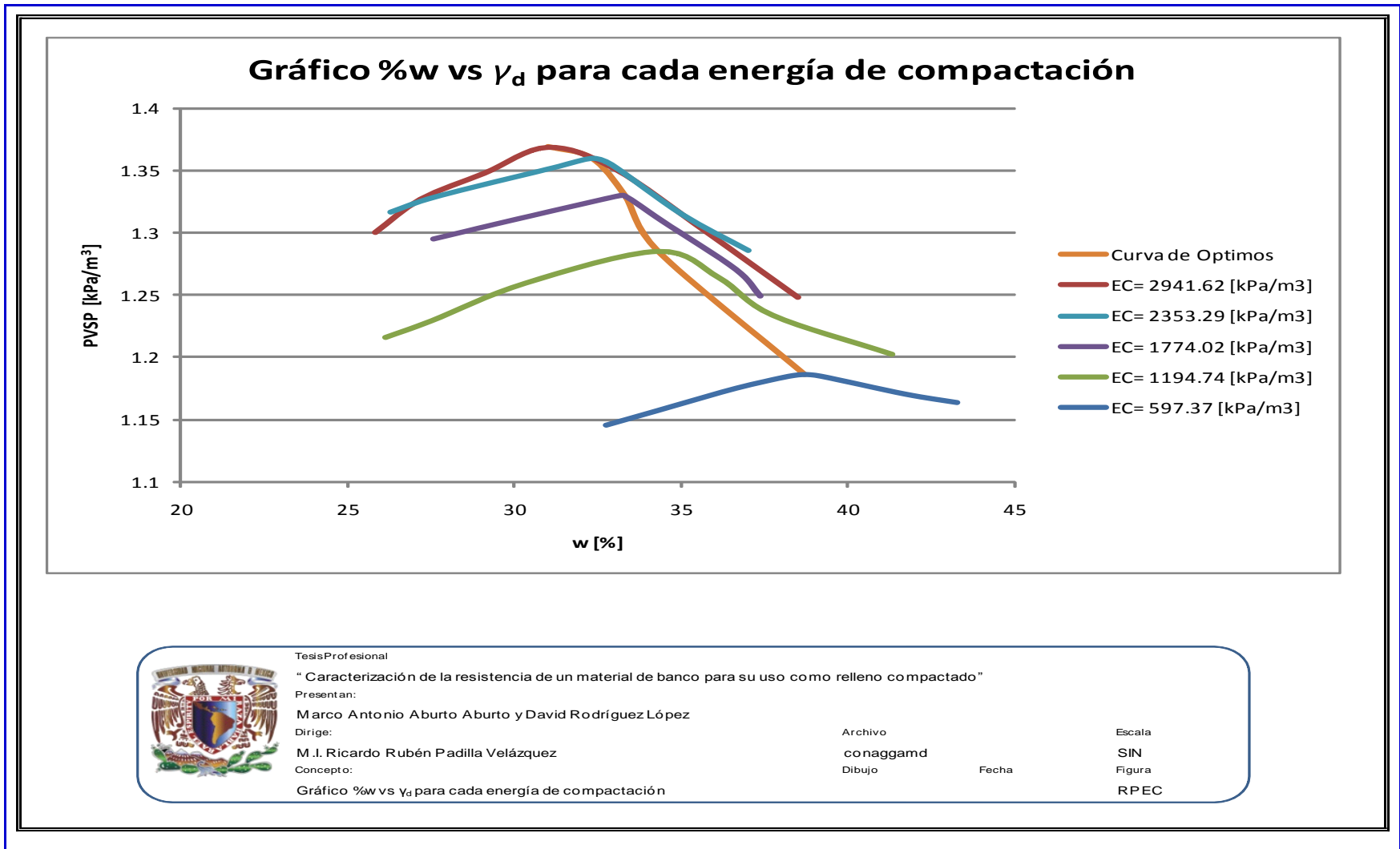
Gráfico Resistencia Ponderada



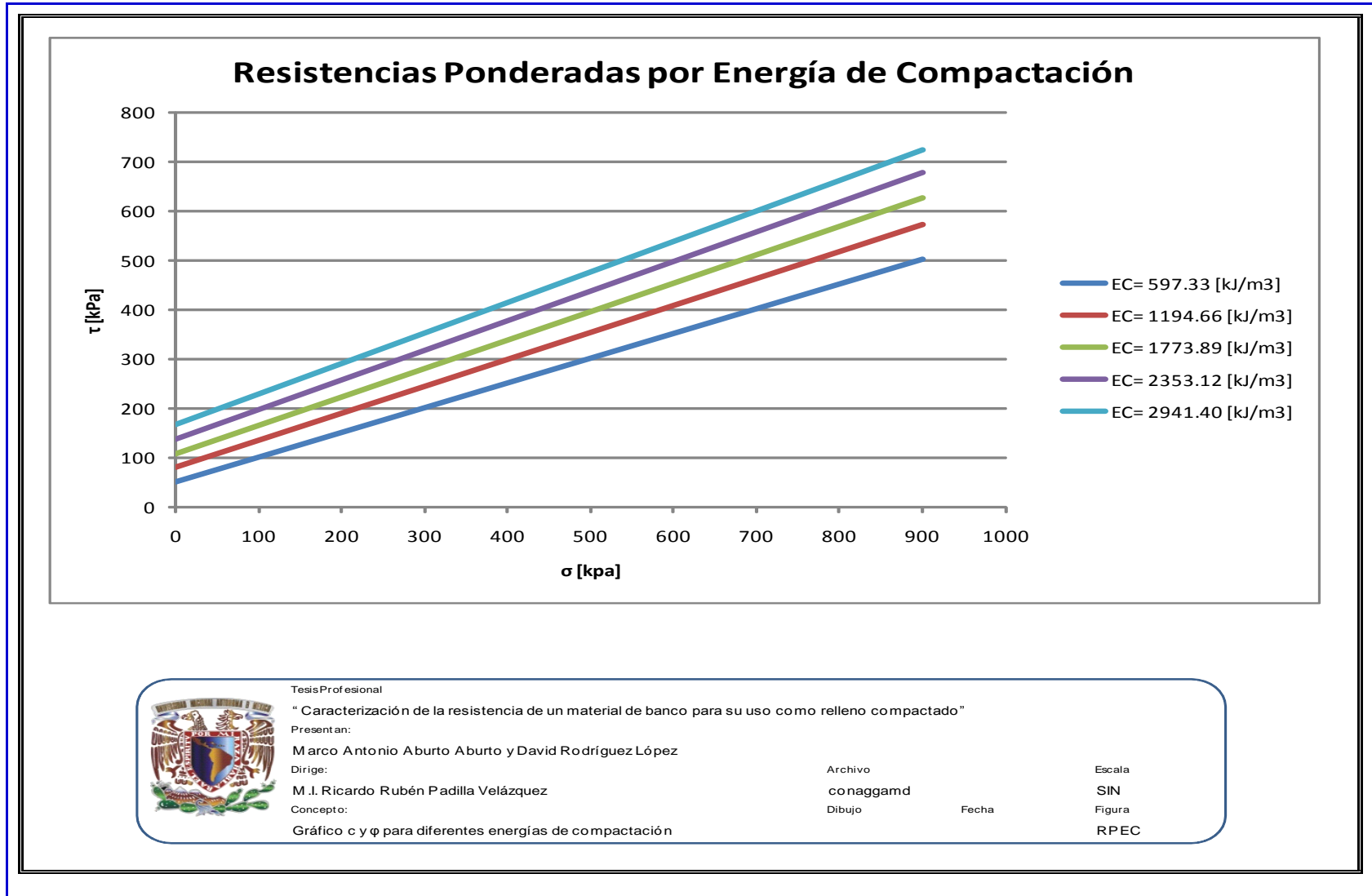
	Tesis Profesional		
	"Caracterización de la resistencia de un material de banco para su uso como relleno compactado"		
	Presentan		
	Marco Antonio Aburto Aburto y David Rodríguez López		
	Dirige		
M. I. Ricardo Rubén Padilla Velázquez	Archivo	Escala	
Concepto	PT30-RP	SIN	
Pruebas de Compresión Triaxial para $E=2957.43$ [kJ/m ³]	Dibujo	Figura	
		PT-RP	
	Fecha	13/09/2009	

5. Modelación del material.

5.1. Curvas de compactación (gráfico w% vs γ_d para diferentes energías de compactación EC).

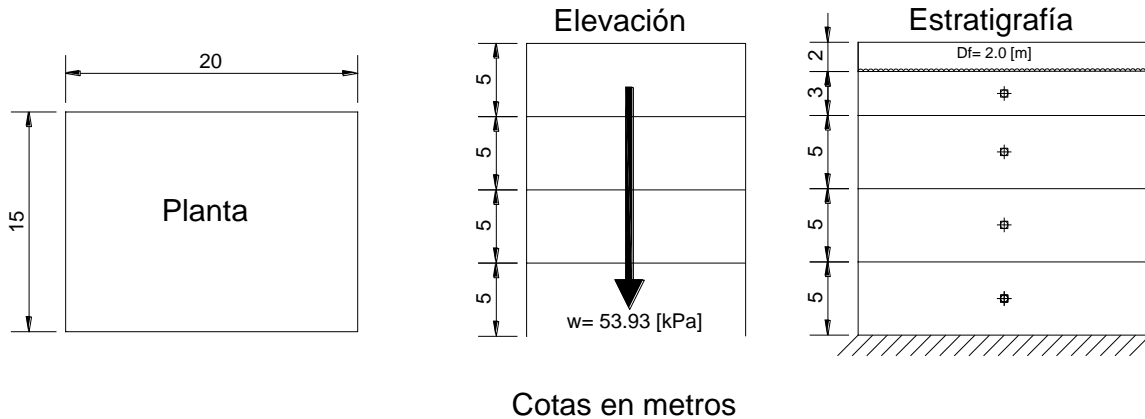


5.2. Envoltentes de resistencia sin humedecer, para diferentes energías de compactación (gráfico de c y ϕ para diferentes EC).



6. EJEMPLO DE APLICACIÓN.

Obtener la energía específica de compactación necesaria para que la edificación siguiente, la cual será cimentada por medio de una losa de cimentación, sea soportada por el suelo ensayado y que además dicho suelo alcance un asentamiento no mayor a 2.5 [cm]. Para los cálculos se tomará un factor de seguridad de 3 (propuesta para análisis de fuerzas permanentes).



Resolución:

Para la primera prueba Proctor, tomando como valor de γ el valor obtenido del PVSP y realizando un desplante de 2.0 [m].

Utilizando para la resolución del problema la teoría de Terzaghi, con la siguiente expresión.

$$q_u = \left[1 + 0.3 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * c * N_c + \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * \gamma * B * N_\gamma + \gamma D_f * N_q$$

$$q_a = \frac{\left[1 + 0.3 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * c * N_c + \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * \gamma * B * N_\gamma + \gamma D_f * N_q}{3}$$

Datos:

$$B = 15 \text{ [m]}$$

$$L = 20 \text{ [m]}$$

$$c = 51.66 \text{ [kPa]}$$

$$\phi = 26.5937 \text{ [}^\circ\text{]}$$

$$N_c = 27$$

$$\gamma = PVH \text{ [Mg/m}^3\text{]} * g \text{ [m/s}^2\text{]} = 1.644 * 9.779 = 16.076 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$N_\gamma = 12$$

$$\gamma D_f = \sigma'v = PVH \text{ [Mg/m}^3\text{]} * g \text{ [m/s}^2\text{]} * h \text{ [m]} = 1.644 * 9.779 * 2 = 32.153 \text{ [kPa]}$$

$$N_q = 15$$

Los parámetros de resistencia N_c , N_γ y N_q , fueron obtenidos a través del siguiente gráfico, de acuerdo al ángulo de fricción del material en la prueba triaxial correspondiente.

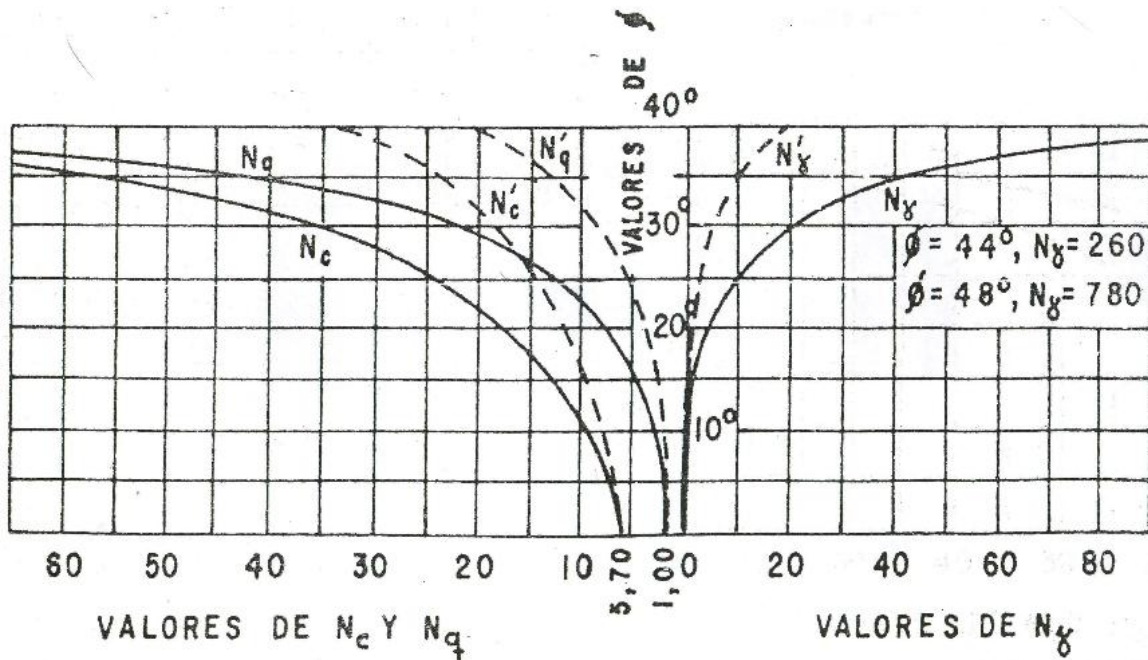


FIG. VII-8. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

$$q_u = \left[1 + 0.3 \left(\frac{15}{20} \right) \right] * 51.66 * 27 + \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{15}{20} \right) \right] * 16.076 * 15 * 12 + 32.153 * 15$$

$$q_u = 3420.763 \text{ [kPa]}$$

$$q_a = \frac{3420.763 \text{ [kPa]}}{3} = 1140.254 \text{ [kPa]}$$

La capacidad de carga obtenida es mayor a la sollicitación ejercida por la estructura por lo cual dicha edificación si es soportada por la energía Proctor Estándar.

En seguida procederemos a calcular el asentamiento producido por dichas sollicitación en el suelo ensayado.

EL análisis de asentamientos será conforme la teoría presentada en el libro “Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions” del Ing. Leonardo Zeevaert y complementada con la metodología expuesta por el Ing. Ricardo Rubén Padilla en la publicación “Ejercicios de Mecánica de Suelos en sistema internacional de unidades”

El cálculo se realizará para cuatro substratos de suelo, cada uno de ellos con un espesor de 5 [m]

Los valores de K_0 y ν fueron obtenidos de tablas en el libro de Zeevaert.

De los gráficos de resistencia obtenidos en la prueba triaxial obtenemos los siguientes módulos de Young.

$$E_{1-0.5} = \frac{150-0}{0.0114-0} = 13157.89 \text{ [kPa]}$$

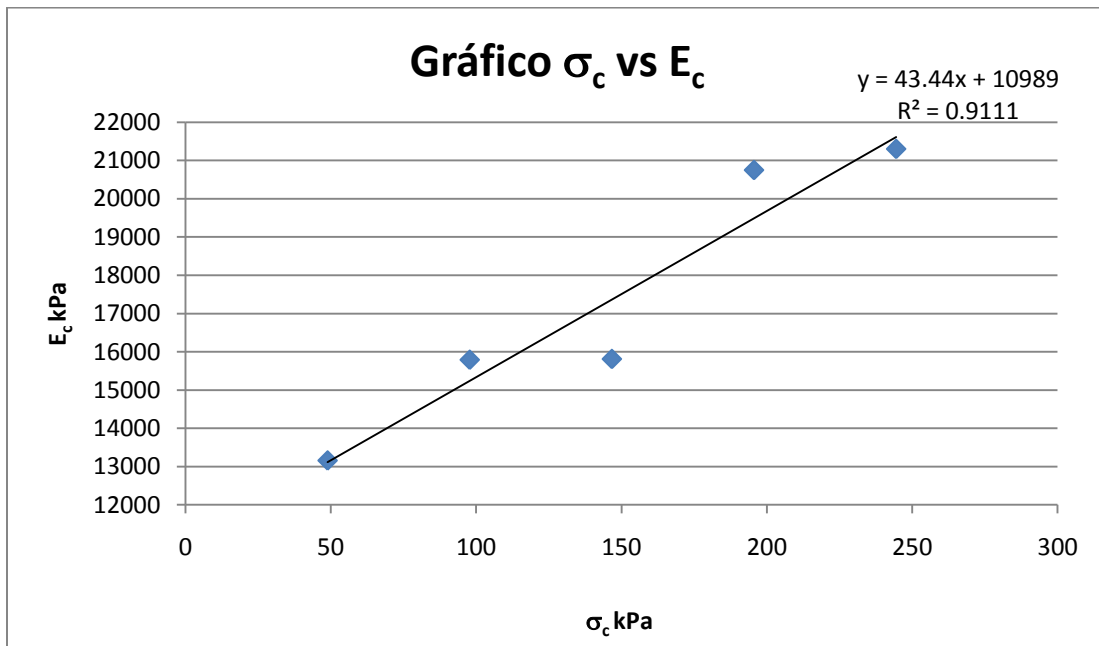
$$E_{1-1.0} = \frac{150-0}{0.0095-0} = 15789.47 \text{ [kPa]}$$

$$E_{1-1.5} = \frac{200-0}{0.01265-0} = 1580.28 \text{ [kPa]}$$

$$E_{1-2.0} = \frac{200-0}{0.00964-0} = 20746.89 \text{ [kPa]}$$

$$E_{1-2.5} = \frac{200-0}{0.00939-0} = 21299.25 \text{ [kPa]}$$

Con estos módulos generamos un gráfico en el cual comparamos esfuerzos de confinamiento con módulos de Young.



Primer Estrato

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.644 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 3.5 \text{ [m]} = 56.268 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (56.268) = 33.010 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 1 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x=10 \quad y=7.5 \quad z=1.5 \quad q_0=53.93 \text{ [kPa]} \quad \Delta\sigma_v = 4 * (13.426) = 53.704 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (53.704) = 31.506 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta\sigma_c = 33.412 + \frac{1}{2} 31.506 = 48.763 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 43.44(48.763) + 10989 = 13107.265 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del subestrato

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{53.704}{13107.265} * 0.8003 * 3 = 0.00984 \text{ [m]} = 0.984 \text{ [cm]}$$

Segundo Estrato.

Calculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.644 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 7.5 [\text{m}] = 120.575 [\text{kPa}]$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (120.575) = 70.737 [\text{kPa}]$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 2 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x= 10 \quad y= 7.5 \quad z= 5.5 \quad q_0= 53.93 [\text{kPa}] \quad \Delta\sigma_v = 4 * (11.723) = 46.892 [\text{kPa}]$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (46.892) = 27.510 [\text{kPa}]$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta\sigma_c = 70.737 + \frac{1}{2} 27.510 = 84.492 [\text{kPa}]$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 43.44(84.492) + 10989 = 14659.332 [\text{kPa}]$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del subestrato

$$\Delta H = \frac{\Delta \sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{46.892}{14659.332} * 0.8003 * 5 = 0.0128 \text{ [m]} = 1.28 \text{ [cm]}$$

Tercer Estrato

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.644 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 12.5 \text{ [m]} = 200.958 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (200.958) = 117.895 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 3 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión

$$\Delta \sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x=10 \quad y=7.5 \quad z=10.5 \quad q_0=53.93 \text{ [kPa]} \quad \Delta \sigma_v = 4 * (7.996) = 31.984 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo

$$\Delta \sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta \sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (31.984) = 18.764 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta \sigma_c = 117.895 + \frac{1}{2} 18.764 = 127.277 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 43.44(127.277) + 10989 = 16517.913 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del subestrato

$$\Delta H = \frac{\Delta \sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{31.984}{16517.913} * 0.8003 * 5 = 7.749 \times 10^{-3} \text{ [m]} = 0.775 \text{ [cm]}$$

Cuarto Estrato.

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.644 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 17.5 \text{ [m]} = 281.342 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial.

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (281.342) = 165.054 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 4 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión

$$\Delta \sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x=10 \quad y=7.5 \quad z=15.5 \quad q_0=53.93 \text{ [kPa]} \quad \Delta \sigma_v = 4 * (5.209) = 20.836 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo

$$\Delta \sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta \sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (20.836) = 12.224 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta\sigma_c = 165.054 + \frac{1}{2} 12.224 = 171.116 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 43.44(171.116) + 10989 = 18424.451 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del sustrato

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{20.836}{18424.451} * 0.8003 * 5 = 0.00452 \text{ [m]} = 0.452 \text{ [cm]}$$

Realizando la sumatoria de los estratos antes calculados vemos que

$$\Delta H_{total} = \sum_{j=1}^n \Delta H_j$$

$$\Delta H_{total} = 0.984 + 1.280 + 0.775 + 0.452 = 3.49 \text{ [cm]}$$

$$3.49 \text{ [cm]} > 2.5 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto con esta energía de compactación no cumplimos con el asentamiento límite.

Se realiza el cálculo para la segunda energía de compactación.

Utilizando para la resolución del problema la teoría de Terzaghi, con la siguiente expresión.

$$q_u = \left[1 + 0.3 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * c * N_c + \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * \gamma * B * N_\gamma + \gamma D_f * N_q$$

$$q_a = \frac{\left[1 + 0.3 \left(\frac{B}{L}\right)\right] * c * N_c + \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L}\right)\right] * \gamma * B * N_\gamma + \gamma D_f * N_q}{3}$$

Datos:

$$B = 15 \text{ [m]}$$

$$L = 20 \text{ [m]}$$

$$c = 80.56 \text{ [kPa]}$$

$$\phi = 28.6601 \text{ [°]}$$

$$N_c = 29$$

$$\gamma = PVH \text{ [Mg/m}^3\text{]} * g \text{ [m/s}^2\text{]} = 1.725 * 9.779 = 16.868 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$N_\gamma = 16$$

$$\gamma D_f = \sigma'_v = PVH \text{ [Mg/m}^3\text{]} * g \text{ [m/s}^2\text{]} * h \text{ [m]} = 1.725 * 9.779 * 2 = 33.737 \text{ [kPa]}$$

$$N_q = 17$$

$$q_u = \left[1 + 0.3 \left(\frac{15}{20}\right)\right] * 80.56 * 29 + \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{15}{20}\right)\right] * 16.868 * 16 * 15 + 33.737 * 17$$

$$q_u = 5156.047 \text{ [kPa]}$$

$$q_a = \frac{5156.047 \text{ [kPa]}}{3} = 1718.682 \text{ [kPa]}$$

Seguimos estando por arriba del valor de sollicitación de la estructura por lo tanto dicha energía de compactación puede ser utilizada en esta ocasión.

Ahora realizaremos el cálculo del asentamiento.

De los gráficos de resistencia obtenidos en la prueba triaxial obtenemos los siguientes módulos de Young.

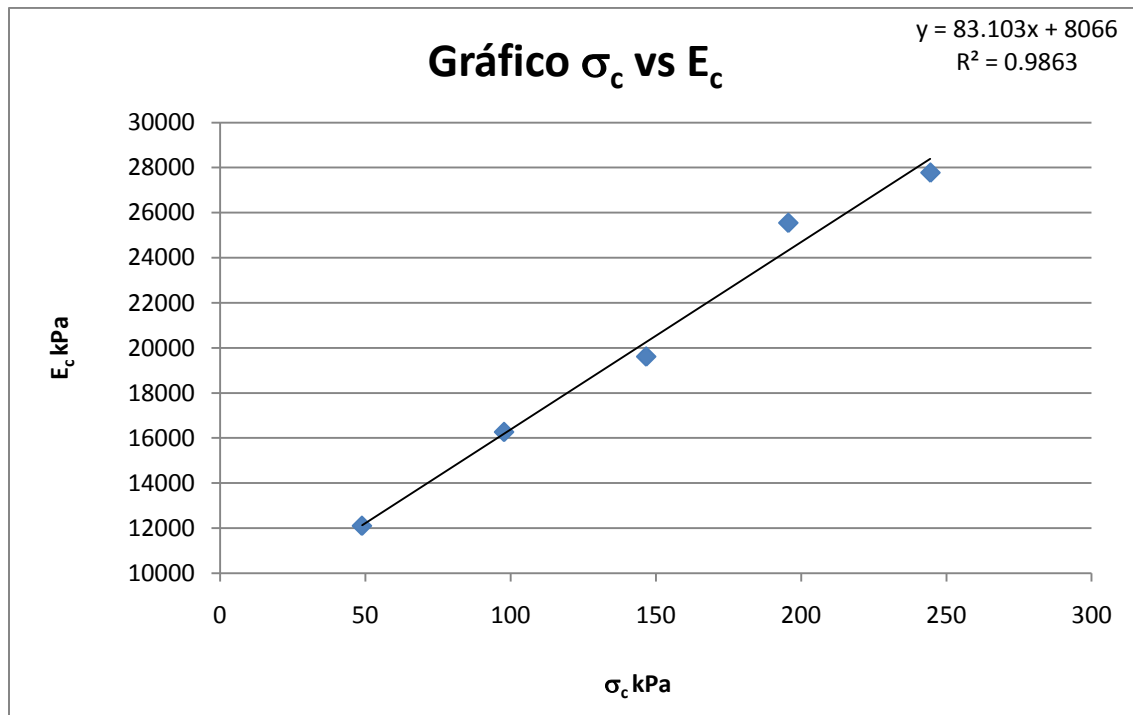
$$E_{2-0.5} = \frac{150-0}{0.0124-0} = 12096.774 \text{ [kPa]}$$

$$E_{2-1.0} = \frac{200-0}{0.0123-0} = 16260.163 \text{ [kPa]}$$

$$E_{2-1.5} = \frac{200-0}{0.0102-0} = 19607.84 \text{ [kPa]}$$

$$E_{2-2.0} = \frac{200-0}{0.00783-0} = 25542.78 \text{ [kPa]}$$

$$E_{2-2.5} = \frac{200-0}{0.00720-0} = 27772.00 \text{ [kPa]}$$



Primer Estrato

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.725 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 3.5 [\text{m}] = 59.041 [\text{kPa}]$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (59.041) = 34.637 [\text{kPa}]$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 1 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x= 10 \quad y= 7.5 \quad z= 1.5 \quad q_0= 53.93 [\text{kPa}] \quad \Delta\sigma_v = 4 * (13.426) = 53.704 [\text{kPa}]$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo.

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (53.704) = 31.506 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta\sigma_c = 34.637 + \frac{1}{2} 31.506 = 50.390 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 83.103(50.390) + 8066 = 12253.560 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del sustrato.

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{53.704}{12253.560} * 0.8003 * 3 = 0.0105 \text{ [m]} = 1.05 \text{ [cm]}$$

Segundo Estrato

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.725 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 7.5 \text{ [m]} = 126.516 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (126.516) = 74.223 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 2 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x=10 \quad y=7.5 \quad z=5.5 \quad q_0=53.93 \text{ [kPa]} \quad \Delta\sigma_v = 4 * (11.723) = 46.892 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo.

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (46.892) = 27.510 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta\sigma_c = 74.223 + \frac{1}{2} 27.510 = 87.978 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 83.103 * (87.978) + 8066 = 15377.236 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del substrato

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{46.892}{15377.236} * 0.8003 * 5 = 0.0122 \text{ [m]} = 1.22 \text{ [cm]}$$

Tercer Estrato

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.725 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 12.5 \text{ [m]} = 210.860 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial.

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (210.860) = 123.704 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 3 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x= 10 \quad y= 7.5 \quad z= 10.5 \quad q_0= 53.93 \text{ [kPa]} \quad \Delta\sigma_v = 4 * (7.996) = 31.984 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (31.984) = 18.764 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta\sigma_c = 123.704 + \frac{1}{2} 18.764 = 133.086 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 83.103(133.086) + 8066 = 19125.846 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del sustrato.

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{31.984}{19125.846} * 0.8003 * 5 = 0.00669 \text{ [m]} = 0.669 \text{ [cm]}$$

Cuarto Estrato.

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.725 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 17.5 \text{ [m]} = 295.203 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial.

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (295.203) = 173.186 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 4 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x= 10 \quad y= 7.5 \quad z= 15.5 \quad q_0= 53.93 \text{ [kPa]} \quad \Delta\sigma_v = 4 * (5.209) = 20.836 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(k_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (20.836) = 12.224 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2}\Delta\sigma_c = 173.186 + \frac{1}{2}12.224 = 179.298 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 83.103(179.298) + 8066 = 22966.202 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del sustrato.

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{20.836}{22966.202} * 0.8003 * 5 = 0.00363 \text{ [m]} = 0.363 \text{ [cm]}$$

Realizando la sumatoria de los estratos antes calculados vemos que

$$\Delta H_{total} = \sum_{j=1}^n \Delta H_j$$

$$\Delta H_{total} = 1.05 + 1.22 + 0.669 + 0.363 = 3.302 \text{ [cm]}$$

$$3.302 \text{ [cm]} > 2.5 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto con esta energía de compactación no cumplimos con el asentamiento límite.

Se realizará el cálculo para la tercera energía de compactación.

Utilizando para la resolución del problema la teoría de Terzaghi, con la siguiente expresión.

$$q_u = \left[1 + 0.3 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * c * N_c + \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * \gamma * B * N_\gamma + \gamma D_f * N_q$$

$$q_a = \frac{\left[1 + 0.3 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * c * N_c + \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \right] * \gamma * B * N_\gamma + \gamma D_f * N_q}{3}$$

Datos:

$$B = 15 \text{ [m]}$$

$$L = 20 \text{ [m]}$$

$$c = 107.81 \text{ [kPa]}$$

$$\phi = 29.9597 \text{ [°]}$$

$$N_c = 34$$

$$\gamma = PVH \text{ [Mg/m}^3\text{]} * g \text{ [m/s}^2\text{]} = 1.773 * 9.779 = 17.308 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$N_\gamma = 19$$

$$\gamma D_f = \sigma'v = PVH \text{ [Mg/m}^3\text{]} * g \text{ [m/s}^2\text{]} * h \text{ [m]} = 1.725 * 9.779 * 2 = 34.617 \text{ [kPa]}$$

$$N_q = 21$$

$$q_u = \left[1 + 0.3 \left(\frac{15}{20} \right) \right] * 107.81 * 34 + \left[0.5 - 0.1 \left(\frac{15}{20} \right) \right] * 17.308 * 19 * 15 + 34.617 * 21$$

$$q_u = 7313.789 \text{ [kPa]}$$

$$q_a = \frac{7313.789 \text{ [kPa]}}{3} = 2437.930 \text{ [kPa]}$$

Seguimos estando por arriba del valor de sollicitación de la estructura por lo tanto dicha energía de compactación puede ser utilizada en esta ocasión.

Ahora realizaremos el cálculo del asentamiento.

De los gráficos de resistencia obtenidos en la prueba triaxial obtenemos los siguientes módulos de Young.

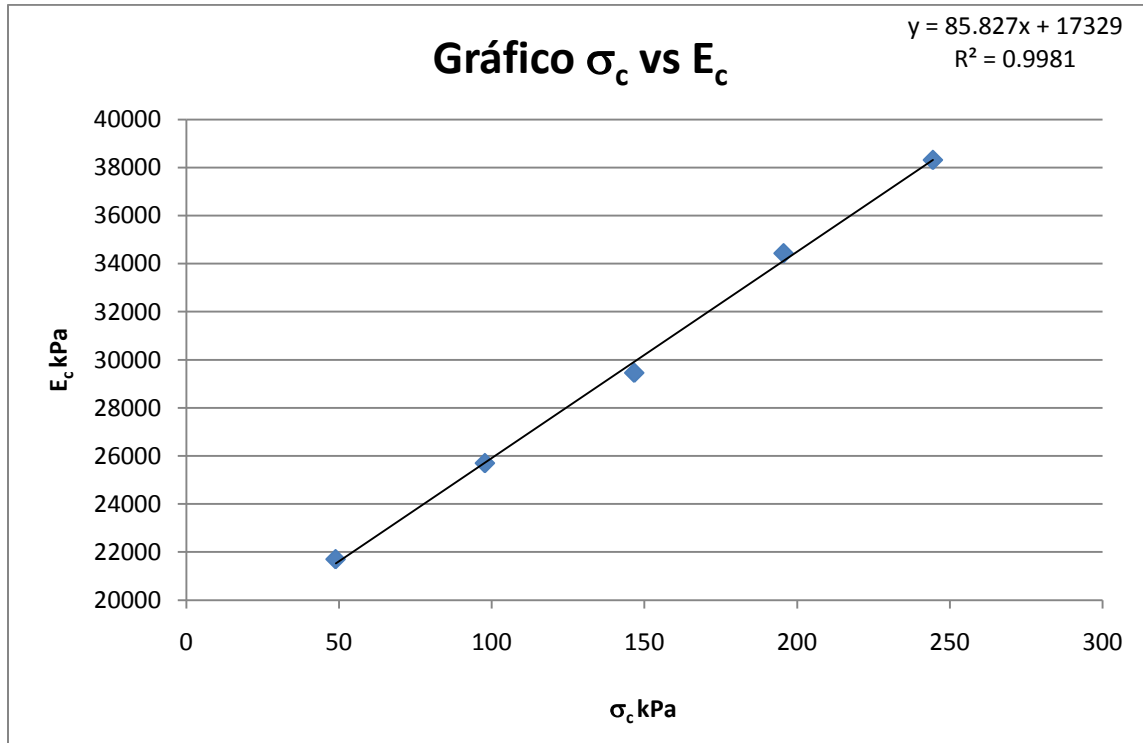
$$E_{3-0.5} = \frac{200-0}{0.00921-0} = 21698.11 \text{ [kPa]}$$

$$E_{3-1.0} = \frac{200-0}{0.00778-0} = 25696.41 \text{ [kPa]}$$

$$E_{3-1.5} = \frac{200-0}{0.009289-0.00249} = 29455.08 \text{ [kPa]}$$

$$E_{3-2.0} = \frac{200-0}{0.00581-0} = 34429.37 \text{ [kPa]}$$

$$E_{2-2.5} = \frac{200-0}{0.00522-0} = 38314.176 \text{ [kPa]}$$



Primer Estrato.

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.773 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 3.5 \text{ [m]} = 60.683 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial.

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (60.683) = 35.601 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 1 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x=10 \quad y=7.5 \quad z=1.5 \quad q_0=53.93 \text{ [kPa]} \quad \Delta\sigma_v = 4 * (13.436) = 53.704 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo.

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (53.704) = 31.506 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta\sigma_c = 35.601 + \frac{1}{2} 31.506 = 51.354 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 85.827(51.354) + 17329 = 21736.560 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del sustrato.

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{53.704}{21736.560} * 0.8003 * 3 = 0.00593 \text{ [m]} = 0.593 \text{ [cm]}$$

Segundo Estrato

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.773 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 7.5 \text{ [m]} = 130.036 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (130.036) = 76.288 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 2 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x=10 \quad y=7.5 \quad z=5.5 \quad q_0=53.93 \text{ [kPa]} \quad \Delta\sigma_v = 4 * (11.723) = 46.892 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo.

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (46.892) = 27.510 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta\sigma_c = 76.287 + \frac{1}{2} 27.510 = 90.043 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 85.827 * (90.043) + 17329 = 25057.120 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del sustrato.

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{46.892}{25057.120} * 0.8003 * 5 = 0.007488 \text{ [m]} = 0.749 \text{ [cm]}$$

Tercer Estrato

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.773 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 12.5 [\text{m}] = 216.727 [\text{kPa}]$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial.

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (216.727) = 127.146 [\text{kPa}]$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 3 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x=10 \quad y=7.5 \quad z=10.5 \quad q_0=53.93 [\text{kPa}] \quad \Delta\sigma_v = 4 * (7.996) = 31.984 [\text{kPa}]$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo.

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (31.984) = 18.764 [\text{kPa}]$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2} \Delta\sigma_c = 127.146 + \frac{1}{2} 18.764 = 136.528 [\text{kPa}]$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 85.827 * (136.528) + 17329 = 29046.789 [\text{kPa}]$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del subestrato

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{31.984}{29046.789} * 0.8003 * 5 = 0.00441 \text{ [m]} = 0.441 \text{ [cm]}$$

Cuarto Estrato

Cálculo del esfuerzo vertical efectivo inicial.

$$\sigma'_{vi} = 1.773 \left[\frac{\text{Mg}}{\text{m}^3} \right] * 9.779 \left[\frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right] * 17.5 \text{ [m]} = 303.418 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo de Confinamiento Inicial

$$\sigma'_{ci} = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\sigma'_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (303.418) = 178.005 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo vertical en el estrato 4 por Boussinesq. Utilizando la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma_v = q_0 \frac{1}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \tan^{-1} \frac{xy}{z\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} \right]$$

$$x= 10 \quad y= 7.5 \quad z= 15.5 \quad q_0= 53.93 \text{ [kPa]} \quad \Delta\sigma_v = 4 * (5.209) = 20.836 \text{ [kPa]}$$

Incremento de esfuerzo de confinamiento efectivo.

$$\Delta\sigma_c = \frac{1 + 2(K_0)}{3} (\Delta\sigma_v) = \frac{1 + 2(0.38)}{3} (20.836) = 12.224 \text{ [kPa]}$$

Esfuerzo efectivo de confinamiento promedio.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} + \frac{1}{2}\Delta\sigma_c = 178.005 + \frac{1}{2}12.224 = 184.117 \text{ [kPa]}$$

Obtención del módulo de acuerdo a la regresión lineal del gráfico.

$$E[\text{kPa}] = 85.827 * (184.117) + 17329 = 33131.210 \text{ [kPa]}$$

Cálculo de v_c

$$v_c = \frac{((1 + v)(1 - 2v))}{1 - v} = \frac{((1 + 0.27)(1 - 2(0.27)))}{1 - 0.27} = 0.8003$$

Cálculo del asentamiento del subestrato.

$$\Delta H = \frac{\Delta\sigma_v}{E} * v_c * H = \frac{20.836}{33131.210} * 0.8003 * 5 = 0.00251 \text{ [m]} = 0.251 \text{ [cm]}$$

Realizando la sumatoria de los estratos antes calculados vemos que

$$\Delta H_{total} = \sum_{j=1}^n \Delta H_j$$

$$\Delta H_{total} = 0.593 + 0.749 + 0.441 + 0.251 = 2.034 \text{ [cm]}$$

$$2.034 \text{ [cm]} < 2.5 \text{ [cm]}$$

Por lo tanto con esta energía de compactación cumplimos tanto la capacidad de carga del suelo y el asentamiento no rebasa el permisible.

El análisis en el cálculo del asentamiento no se lleva más profundo debido a que al espesor de 20 [m] se encontró roca sana, por lo tanto el asentamiento desde esa profundidad se considera despreciable.

7. Conclusiones.

Con la hipótesis que se tiene al determinar la energía de compactación para distintos requerimientos de obras y la incertidumbre que se tiene de que tales resistencias puedan llegar a ser mayores o menores, lo que a su vez repercute en problemas estructurales y económicos, de los cuales es un punto esencial a cuidar en cualquier proyecto de ingeniería civil. Los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio tienen la finalidad de servir de referencia para estudios de mecánica de suelos, la importancia de estos estudios radica en que si se rebaza la capacidad resistente o si, aun sin llegar a estos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, produciendo a su vez deformaciones importantes, que lleve a la inutilización de la construcción.

Las condiciones del suelo como elemento de sustentación y construcción y las del cimiento como dispositivo de enlace entre el elemento construido y el suelo tiene que ser observadas, aunque esto se haga en proyectos pequeños sustentados sobre suelos normales sólo con datos de experiencias locales y de proyectos de mediana a gran importancia por lo que hace puntual realizar una correcta investigación de mecánica de suelos.

La mecánica de suelos se interesa por la resistencia del suelo, por su deformación y por su flujo de agua, hacia su interior, hacia su exterior y a través de su masa tomando en cuenta que resulte económicamente factible usarlo como material de construcción.

En nuestro caso particular se analizaron las propiedades de un material obtenido de la mina Xochiquilar, el cual es un limo de baja compresibilidad (ML). Se obtuvieron muestras representativas del suelo, para someterlo a pruebas de laboratorio, tomando en cuenta que el muestreo y los ensayos se realizan necesariamente sobre pequeñas muestras de material, en donde se emplearon métodos para estimar la viabilidad técnica de los resultados.

Por otra parte se emplearon normas y manuales vigentes empleados para la correcta elaboración de las pruebas y que los resultados obtenidos sean confiables para interpretar el comportamiento del material que fue elegido para dicho estudio.

En las pruebas de compactación se determinó el peso volumétrico seco máximo PVS que puede alcanzar un material, así como la humedad óptima w que deberá hacerse la compactación, como pudo observarse en las gráficos obtenidos y los resultados que se dieron al aplicar energías que van desde $507.3304 \frac{\text{kJ}}{\text{m}^3}$ hasta $2941.40 \frac{\text{kJ}}{\text{m}^3}$. Conforme se incrementó la energía aplicada a las pruebas, los pesos volumétricos fueron aumentando, lo que causó que la humedad óptima fuera descendiendo.

En nuestro caso realizamos el modelo y construcción de un pisón para realizar las probetas para su ensaye en la cámara triaxial, aplicando la misma energía que en las pruebas Proctor para obtener los mismos pesos volumétricos.

En las pruebas triaxiales, realizadas su principal finalidad fue obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante. La información que se obtuvo es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada, para ello se utilizaron diferentes confinamientos que van desde 48.895 kPa., a 244.475 kPa., donde se tuvo cuantitativamente la fuerza axial de acuerdo al incremento de energía.

Una vez obtenidos los esfuerzos de cada una de las pruebas en los cuales se dibujó su correspondiente diagrama de Mohr y posteriormente obtener la envolvente de falla para cada una de las energías de compactación se realizó un ajuste ponderado de las pruebas triaxiales para suelos cohesivos-friccionantes con la intención de tener parámetros de resistencia mas afinados.

En el ejemplo que se muestra, se presenta una situación particular, en la cual se propone la geometría de una edificación y la sollicitación que esta ejercerá al suelo ensayado.

El análisis que llevó a cabo en dos etapas, la primera por capacidad de carga del suelo para cada energía de compactación, donde se obtuvo siempre un valor mayor, por lo tanto la energía de la compactación Proctor era la suficiente para soportar la edificación propuesta.

Decidimos que además de la capacidad de carga, el suelo a ensayar propuesto sólo admitiera una deformación mínima, esto es relevante si nuestra edificación tuviera instalaciones que no soportaran una flexión importante o se necesitara instalar equipo sensible a los asentamientos. En el análisis de asentamientos nos tuvimos que apegar a la teoría expuesta por el Dr. Leonardo Zeevaert y al desarrollo propuesto por el Ing. Ricardo Rubén Padilla Velázquez.

Al desarrollar el problema aplicamos la información generada en la presente tesis y verificamos su utilidad y su aplicación en la construcción por lo que estamos convencidos que mediante la utilización de este método se puede determinar la energía necesaria para que una estructura pueda ser soportada y las cargas transmitidas al suelo pueda tener un grado de compactación que no sea inferior o muy superior a la sollicitación a que estará sujeta, teniendo en cuenta que con esto se puede obtener una optimización de los recursos económicos por el sobrado uso de maquinaria de compactación.

En el ejemplo se pudieron moldear diferentes condiciones para cumplir con resistencia y deformabilidad exigidas, como predicciones de diseño, partiendo de las propiedades del suelo del banco de material, pudiendo elegir, antes de construir nada, la opción más económica con la seguridad requerida.

8. Bibliografía

- 1.- Mecánica de suelos y cimentaciones. Primera edición
Carlos Crespo Villalaz
Editorial Limusa, México, (1979).

- 2.- Fundamentos de la mecánica de suelos. 3era edición
Juárez Badillo
Alfonso Rico Rodríguez
Editorial Limusa 2001.

- 3.- Ingeniería de suelos en las vías terrestres. Primera edición
Alfonso Rico Rodríguez
Editorial Limusa 1974.

- 4.-MMP. Métodos de muestreo y prueba de materiales
Suelos y materiales para terracerías, compactación AASHTO
SCT.

- 5.- Geotecnia y Cimientos 1. Propiedades de los Suelos y las rocas. 2da edición
J.A.Jimenez Salas
J.L de Justo Alpañes
Editorial Rueda, Madrid.

6. - Soil mechanics. John Wiley & Sons, New York
Lambe, T.W., Whitman R.V, (1969).

7. - An Introduction to Geotechnical Engineering
Robert D. Holtz
William D. Kovacs
Prentice Hall 1981.

8.- Método de ajuste ponderado de pruebas triaxiales, para mayor confiabilidad al evaluar parámetros de resistencia en suelos con respuesta cohesivo-friccionante.

Ricardo Rubén Padilla Velázquez.

9. - Soil Mechanics in Engineering Practice. 3ra Edición

Karl Terzagui

Ralph B. Peck

John Wiley & Sons, Inc. 1996.

10.- Notas sobre pruebas de suelos.

Investigaciones y Laboratorios S.C.O.P.

11.- Manual de Procedimientos de Laboratorio

GEOTEC.

12. - Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions 2da Edición

Leonardo Zeevaert

Van Nostrand Reinhold Company 1982.