



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

**ESTUDIO DE LAS ENVOLVENTES CONSOLIDADA – DRENADA MEDIANTE ENSAYO DE
CORTE DIRECTO PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA DEL
PROYECTO PACALORI.**

Tesis previa a la obtención del Título
de Ingeniero Civil.

Autores:

René Patricio Rodas Jaramillo

María Augusta Torres Lazo

Director:

Ing. Rolando Armas Novoa, MSc.

Cuenca, Ecuador

2015.



RESUMEN

Se presentan los resultados de ensayos consolidado-drenado (lentos), con el equipo de corte directo sobre muestras compactadas y saturadas de suelos que constituirán la cortina de la presa de tierra Chojampe 2, perteneciente al Proyecto PACALORI. Para la elaboración de las muestras a ensayar en el corte directo lento, se analizó la forma en que se deben compactar estos suelos en obra, teniendo en cuenta que se tratan de suelos finos con alto contenido de agua (humedad) en estado natural y que serán compactados con energía de compactación baja, similar a la del ensayo Proctor Estándar.

Teniendo en cuenta las falencias propias de los ensayos de corte directo, siendo la mayor de ellas la que obliga a la muestra a fallar por un plano fijo, se comparan los resultados con los obtenidos en muestras de suelo “inalteradas” y previamente saturadas a las que se les han determinado la envolvente consolidada-drenada (lenta), mediante el ensayo triaxial consolidado-no drenado, con medición de la presión de poros.

Partiendo de los resultados de las envolventes consolidadas-drenadas obtenidas en los equipos de corte directo y triaxial, muy similares por cuanto se trata de suelos finos (MH) con alta saturación, se hacen recomendaciones sobre el uso de estos parámetros de resistencia para el análisis de la estabilidad de taludes en tensiones efectivas, requeridas en los ensayos de carga a los que se verá sometida la presa de tierra Chojampe 2 a lo largo de su vida útil.

PALABRAS CLAVE: ENSAYOS, SUELOS, CONSOLIDADO-DRENADO, CORTE DIRECTO, ENERGIA DE COMPACTACIÓN, HUMEDAD, PROCTOR ESTÁNDAR, CONSOLIDADO-NO DRENADO, PRESION DE POROS, TRIAXIAL, ESTABILIDAD DE TALUDES.



ABSTRACT

This study delivers the results obtained from the slow consolidated-drained tests, using direct cutting equipment on samples of compacted and saturated soils, setting up the curtain of the Chojampe 2 dam soil as part of the PACALORI project. For the making of the direct cutting slow tested samples, we analyzed the way in which they have to be compacted in field, considering that they are fine soils with an elevated water content (moisture) in natural conditions and will be compacted using low compaction energy, similar to the Standard Proctor test.

Taking account the bankruptcies of the direct shear tests, being the most important the one which forces the sample to fail by a fixed plane, the results are compared with those obtained in "unaltered" and previously saturated soil samples to which have been determined the consolidated-drained (slow) envelope, by means of the triaxial test consolidated-undrained, with measurement of the pores pressure.

Based on the results of the consolidated-drained envelopes obtained in both the direct cut and triaxial equipment, that are very similar due to their thin soils (MH) origin with high saturation, we pose recommendations about the use of these strength parameters for the analysis of slope stability in effective stresses, needed in the load tests to which will be submitted the Chojampe 2 dam along its useful lifetime.

KEYWORDS: TEST, SOILS, CONSOLIDATED-DRAINED, CONSOLIDATED-UNDRAINED, SHEAR TEST, COMPACTION ENERGY, MOISTURE, STANDARD PROCTOR TEST, PORES PRESSURE, TRIAXIAL, SLOPE STABILITY



INDICE

RESUMEN.....	2
ABSTRACT	3
INDICE DE TABLAS.....	6
ÍNDICE DE FIGURAS.....	7
DEDICATORIA	12
AGRADECIMIENTO	13
LISTA DE SÍMBOLOS	14
INTRODUCCIÓN.....	16
INTRODUCCIÓN	16
ANTECEDENTES.....	17
JUSTIFICACIÓN.....	18
OBJETIVO GENERAL.....	19
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
1. MARCO TEÓRICO.....	20
1.1. PRESAS DE TIERRA	20
1.1.1. Clasificación de Presas de Tierra.	20
1.2. TEORÍA DE LA COMPACTACIÓN. [4]	21
1.2.1. Criterios para Compactación en Presas de Tierra.	22
1.2.2. Relación entre el peso específico seco γ_d , la humedad w , y la energía de compactación.	22
1.2.3. Curva de saturación (S=100%).....	25
1.2.4. Análisis de los incrementos del peso específico seco con la energía de compactación.	25
1.2.5. Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco para una energía de compactación.....	26
1.2.6. Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación.....	27
1.2.7. Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco.	28
1.2.8. Energía de compactación a utilizar	29
1.3. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO.....	29
1.3.1. Criterios de Falla de Mohr-Coulomb.	30



1.4. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LA RESISTENCIA A CORTANTE, c Y ϕ , EN EL LABORATORIO.	32
1.4.1. Prueba de Corte Directo.	32
1.4.2. Prueba de Compresión Triaxial. [5].....	33
2. METODOLOGÍA.....	40
2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL Y UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO, PROYECTO PACALORI. [1].....	40
2.2. PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS PARA LA REALIZACIÓN DE LOS DIFERENTES ENSAYOS. [3].....	42
2.3. METODOLOGÍA PARA OBTENER LAS PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUELO. [5].....	44
2.3.1. Humedad Natural.	44
2.3.2. Granulometría por Cribado. [5].....	44
2.3.3. Gravedad Específica. [5].....	45
2.3.4. Límites de Atterberg o Límites de Consistencia. [5].....	47
2.3.5. Proctor Estándar. [5].....	50
2.3.6. Corte Directo Lento. [5].....	53
2.3.7. Ensayo triaxial consolidado-no drenado con medición de presión de poro en muestras compactadas y saturadas. [5].....	56
3. RESULTADOS Y ANALISIS COMPARATIVOS.....	61
3.1. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DEL SUELO.....	61
3.1.1. Humedad Natural.	61
3.1.2. Gravedad Específica.	61
3.1.3. Granulometría por Cribado.	62
3.1.4. Límites de Consistencia o de Atterberg.	63
3.1.5. Clasificación del Suelo.....	63
3.1.6. Ensayo Próctor Estándar.....	63
3.1.7. Corte Directo Lento.....	64
3.1.8. Ensayo Triaxial Consolidado-No Drenado Con Medición de Poros.....	71
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	74
CONCLUSIONES.....	74
RECOMENDACIONES.....	75
BIBLIOGRAFIA.....	76
ANEXOS, ENSAYOS DE LABORATORIO.	77



INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Componentes del proyecto PACALORI.	42
Tabla 2.2. Calicatas realizadas para los sitios de préstamo en la etapa de Factibilidad de la Pesa Chojampe 2.....	43
Tabla 3.1. Humedad del material.....	61
Tabla 3.2. Gravedad Específica promedio del suelo.....	61
Tabla 3.3. Análisis granulométrico del suelo.....	62
Tabla 3.4. Resultado del ensayo de Límite Líquido.	63
Tabla 3.5. Resultado del ensayo de Limite Plástico.....	63
Tabla 3.6. Datos para graficar la curva de compactación.	64
Tabla 3.7. Condiciones iniciales de las muestras a ensayarse en el Corte Directo Lento.	65
Tabla 3.8. Parámetros de Resistencia a Cortante en Tensiones Efectivas, (muestra compactada N °1).	66
Tabla 3.9. Parámetros de Resistencia a Cortante en Tensiones Efectivas, (muestra compactada N °2).	68
Tabla 3.10. Parámetros de Resistencia a Cortante en Tensiones Efectivas, (muestra compactada N °3).	69
Tabla 3.11. Resumen de resultados obtenidos a partir del análisis del ensayo de corte directo lento.	70
Tabla 3.12. Parámetros de la envolvente consolidada-drenada. Perforación P-1 de la presa Chojampe 2.	72
Tabla 3.13. Parámetros de la envolvente consolidada-drenada. Perforación P-6 de la presa Chojampe.	72
Tabla 3.14. Parámetros de la envolvente consolidada-drenada. Perforación P-4 de la presa Chojampe.	72



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Prueba de Compactación. Próctor Estándar.	23
Figura 1.2. Curvas de compactación Próctor Estándar y Modificado y curva de saturación.	24
Figura 1.3. Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación.	26
Figura 1.4. Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación	27
Figura 1.5. Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco.	28
Figura 1.6. Envolvente de Falla. Resistencia a Cortante del Suelo.	30
Figura 1.7. Caja metálica en la que se coloca el espécimen a ensayar.	32
Figura 1.8. Diagrama de equipo de Prueba Triaxial	34
Figura 1.9. Prueba consolidada-drenada bajo estados tensionales y efectivos iguales.	36
Figura 1.10. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.	37
Figura 1.11. Prueba consolidada-no drenada bajo Estados tensionales.	38
Figura 1.12. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba consolidada-no drenada.	39
Figura 2.1. Trasvase 1 y trasvase 2, Presas de Tierra, Proyecto PACALORI.	41
Figura 2.2. Trinchera 3 profundidad de 2.00-6.00 m	43
Figura 2.3. Agitador mecánico para realizar la granulometría del suelo.	45
Figura 2.4. Ensayo Gravedad Específica.	47
Figura 2.5. Ensayo para la determinación de límite líquido por medio de la cuchara de Casagrande.	49
Figura 2.6. Determinación del límite líquido en la curva de flujo.	49
Figura 2.7. Cilindros obtenidos a partir del ensayo, para determinar el límite plástico del suelo.	50
Figura 2.8. Ensayo de Compactación tipo Proctor.	51
Figura 2.9. Curva de compactación Proctor Estándar y curva de Saturación.	53
Figura 2.10. Caja metálica y equipo para realizar el ensayo de corte directo, Laboratorio Facultad de Ingeniería.	53
Figura 2.11. Preparación de la muestra en el anillo de 6 cm de lado.	54
Figura 2.12. Saturación de la muestra en el equipo de corte.	55
Figura 2.13. Máquina de Compresión Triaxial.	56
Figura 3.1. Curva granulométrica.	62
Figura 3.2. Curva de compactación y Curva de saturación.	64
Figura 3.3. Ubicación de las 3 muestras y sus condiciones iniciales en la curva de compactación.	65
Figura 3.4. Curva Esfuerzo Tangencial vs Deformación Tangencial Unitaria, (muestra compactada N °1).	66
Figura 3.5. Envolvente de falla consolidad-drenada, (muestra compactada N °1).	67
Figura 3.6. Curva Esfuerzo Tangencial vs Deformación Tangencial Unitaria, (muestra compactada N °2).	67
Figura 3.7. Envolvente de falla consolidada-drenada, (muestra compactada N °2).	68
Figura 3.8. Curva Esfuerzo Tangencial vs Deformación Tangencial Unitaria, (muestra compactada N °3).	69
Figura 3.9. Envolvente de falla consolidada-drenada, (muestra compactada N °3).	70
Figura 3.10. Envoltentes de los ensayos de corte directo lento.	70



CLÁUSULAS DE DERECHOS DE AUTOR



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, René Patricio Rodas Jaramillo, autor de la tesis "ESTUDIO DE LAS ENVOLVENTES CONSOLIDADA – DRENADA MEDIANTE ENSAYO DE CORTE DIRECTO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de INGENIERO CIVIL. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Abril de 2015

René Patricio Rodas Jaramillo

C.I: 1400455794

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjvbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, María Augusta Torres Lazo, autora de la tesis "ESTUDIO DE LAS ENVOLVENTES CONSOLIDADA – DRENADA MEDIANTE ENSAYO DE CORTE DIRECTO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de INGENIERO CIVIL. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Abril de 2015

María Augusta Torres Lazo

C.I: 0105761407

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

Yo, René Patricio Rodas Jaramillo, autor de la tesis "ESTUDIO DE LAS ENVOLVENTES CONSOLIDADA – DRENADA MEDIANTE ENSAYO DE CORTE DIRECTO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Abril de 2014

René Patricio Rodas Jaramillo

C.I: 1400455794



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, María Augusta Torres Lazo, autora de la tesis "ESTUDIO DE LAS ENVOLVENTES CONSOLIDADA – DRENADA MEDIANTE ENSAYO DE CORTE DIRECTO PARA EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Abril de 2014

María Augusta Torres Lazo

C.I: 0105761407

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



DEDICATORIA

Esta tesis va dedicada a mis padres Patricio y Beatriz, por todo el apoyo incondicional que me brindaron y me brindan cada día, gracias por ser lo mejor en mi vida, a mis hermanos y a toda mi familia que siempre han creído en mí. También quiero dedicar esta tesis a todos mis amigos, que de una u otra manera me han enseñado el verdadero valor de la amistad.

René

A mis padres, que fueron un pilar fundamental para salir adelante, que a pesar de todo me supieron apoyar y así culminar con éxito esta etapa.

A mis hermanos que siempre estuvieron a mi lado apoyándome con sus palabras de aliento, para así poder salir adelante.

A todos mis amigos que fueron parte de mi vida universitaria.

Magu



AGRADECIMIENTO

A Dios por guiarnos y permitirnos culminar con éxito nuestra etapa universitaria y esta tesis.

Al Ing. Rolando Armas Novoa, MSc. por su paciencia, constancia y por brindarnos sus valiosos conocimientos que contribuyeron en la elaboración y culminación con éxito de este trabajo.

Al Programa de Manejo del Agua y Suelo, PROMAS, por la oportunidad brindada de trabajar en este proyecto (PACALORI) y a su personal, por la ayuda que contribuyó a la realización de estas tesis.

Al personal del laboratorio de Suelos de la Universidad de Cuenca, por su guía y ayuda desinteresada en la realización de los ensayos.

Y a todas las personas que contribuyeron de manera desinteresada, por apoyarnos siempre, no solo en la elaboración de este trabajo, sino para culminar esta etapa en nuestras vidas.



LISTA DE SÍMBOLOS

G_s	Gravedad específica.
γ_s	Peso específico de los sólidos.
γ	Peso específico del suelo húmedo.
γ	Peso específico de los sólidos.
$\rho_{dm\acute{a}x}$	Densidad seca máxima.
ρ_h	Densidad húmeda.
ρ_d	Densidad seca.
V	Volumen.
W	Peso.
W_s	Peso del Suelo Seco.
ϕ	Ángulo de fricción interna.
N	Fuerza perpendicular que actúa sobre dicha masa.
τ_f	Esfuerzo cortante sobre el plano de falla.
σ'	Esfuerzo efectivo normal sobre plano de falla.
σ	Esfuerzo total normal sobre plano de falla.
σ_1	Esfuerzo total de falla.
σ_3	Presión de Confinamiento.
σ_c	Presión Hidrostática.
σ'_c	Presión de Consolidación.
$(\Delta\sigma_d)_f$	Esfuerzo desviador de falla.
c	Cohesión.
μ	Presión de Poro.
A	Área.
CD	Consolidado-Drenado.
CU	Consolidado-No Drenado.



TT	Tensiones Totales.
TE	Tensiones Efectivas.
k	Coefficiente de permeabilidad.
h	Coefficiente de permeabilidad.
e	Relación de vacíos.
Δe	Cambio de la relación de vacíos.
n	Número de capas
N	Número de golpes/capas
W	Porcentaje de humedad en el suelo.
S	Grado de saturación.
G_c	Grado de compactación

ACRÓNIMOS

IP	Índice Plástico.
LL	Límite Líquido.
LP	Límite Plástico.
ASTM	American Society for Testing Materials.
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
PACALORI	Plan de Aprovechamiento y Control de Agua en la Provincia de los Ríos.
PROMAS	Programa para el Manejo del Agua y del Suelo.



INTRODUCCIÓN

Introducción

Las obras civiles, han sido el componente principal en el desarrollo de los seres humanos a lo largo de su historia; estas obras tienen como principal objetivo el de satisfacer las necesidades de una población al progreso, permitiendo, de tal manera el desarrollo económico, político y social de la misma.

El estudio y la construcción de estas obras civiles dependerá de la necesidad y del uso que se le vaya a dar a dicha obra; una de las más complejas es la construcción de Presas, que permiten el almacenamiento y la distribución del agua.

Los factores que intervienen en la construcción de embalses pueden ser externos, como la topografía del terreno, el medio ambiente, la climatología e hidrología de la zona, el desarrollo urbanístico y parámetros socio-económicos. Además factores internos que deben ser considerados en el diseño y ejecución de la obra, como los parámetros mecánicos del suelo, así como factores tecnológicos que permitan minimizar los costos y realizar un diseño adecuado.

El proyecto PACALORI (Plan de Aprovechamiento y Control del Agua en la Provincia de Los Ríos) realizado por la empresa PROMAS (Programa para el Manejo del Agua y el Suelo) de la Universidad de Cuenca, consiste en el aprovechamiento de los recursos hídricos de la zona, mediante la construcción de embalses y otras obras ingenieriles. **[1]**

La zona del proyecto comprende una área de 100.000 ha para riego, ubicado en las regiones sur occidental, central y sur, de la Provincia de Los Ríos, beneficiando de esta manera a 184.000 personas aproximadamente. Con la construcción de estos embalses se pretende almacenar grandes cantidades de agua, que permitan regular su almacenamiento y uso en las temporadas de sequía y su control en época de inundaciones. **[1]**

Esta tesis plantea estudiar el comportamiento mecánico del suelo con el que se construirá la cortina de la presa Chojampe 2, al realizar ensayos en el



laboratorio como: Humedad Natural del suelo, Granulometría, Gravedad Específica, Límites de

Atterberg, Proctor Estándar, Corte Directo Lento y Triaxial. Mediante estos ensayos, se pretende obtener datos de los parámetros de resistencia al corte lento (cohesión y ángulo de fricción), intentando reproducir las condiciones a las que estaría sometida la presa en el periodo de operación.

Esta tesis también pretende realizar un análisis comparativo entre las envolventes obtenidas en el ensayo de corte directo lento y triaxial. Con estos resultados se pretende elaborar una serie de recomendaciones y criterios que permitan un adecuado análisis sobre los factores de seguridad a dar a los taludes de la presa Chojampe 2.

Antecedentes.

La provincia de los Ríos está ubicada en la parte central de la cuenca hidrográfica del río Guayas, tiene como afluentes principales a los ríos, Vinces y Babahoyo.

Esta provincia se caracteriza por presentar dos estaciones bien definidas a lo largo del año, ya que en los meses de enero a mayo se produce el 80% de lluvias, de la producción anual y de julio a diciembre se produce el 20%. Este desequilibrio natural, en su distribución tanto en el tiempo como en el espacio; hace que el escurrimiento del agua se concentre en el período húmedo; produciendo grandes inundaciones que afectan a la producción agrícola, además de dejar incomunicados a varios sectores de la provincia. También disminuye en el período seco, causando sequías extremas.

SENAGUA, que es la entidad encargada de manejar el aprovechamiento y control de recursos hídricos del Ecuador, ha priorizado tomar acciones que permitan regular el potencial hídrico en la Cuenca del Río Guayas, con el fin de eliminar o mitigar los problemas de sequías e inundaciones, y garantizar un acceso equitativo al agua, para esto se prevé la implementación de grandes Obras de Infraestructura Hidráulica, que permitan almacenar el agua durante la época de lluvias y usarla durante la época seca.



Para lo cual SENAGUA realiza un contrato con el PROMAS, Programa de Manejo del Agua y el Suelo, para la “Elaboración de los estudios del plan de aprovechamiento y control del agua en la Provincia de Los Ríos – PACALORI”

El Proyecto PACALORI, se basa en el diseño de 13 presas de tierra, con el objetivo de almacenar agua para riego y abastecimiento de 100.000ha agrícolas. Para esto se deben realizar múltiples estudios en diferentes áreas para la estabilidad de dichas obras, por lo cual se realiza el **ESTUDIO DE LAS ENVOLVENTES CONSOLIDADA – DRENADA MEDIANTE ENSAYO DE CORTE DIRECTO PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS PRESAS DE TIERRA DEL PROYECTO PACALORI. [1]**

Justificación.

La propiedad de los suelos soportar cargas y conservar su estabilidad, depende de la resistencia al corte de los suelos. Cualquier masa de suelo se rompe cuando esta resistencia es superada.

La determinación de la resistencia del material de un talud, es esencial para el análisis representativo de la estabilidad, de sus condiciones reales; aunque es posible en algunas circunstancias realizar ensayos in situ, la forma más común de obtener los parámetros de resistencia al corte, son los ensayos de laboratorio. No obstante, los valores de resistencia a cortante dependen de factores tales como la calidad de las muestras, su tamaño y el método de ensayo.

En toda obra civil se hace un análisis de estabilidad de taludes, representado por un factor de seguridad, el cual depende de los parámetros de resistencia a cortante del suelo representados en una envolvente obtenida a través ensayos de laboratorio.

La determinación de los parámetros ya sea por el ensayo de corte directo o triaxial, será la base para ayudar a la estabilidad de las presas de tierra del proyecto PACALORI.



Objetivo General

Realizar un análisis comparativo de la envolvente consolidada-drenada obtenida en ensayos de corte directo y triaxial.

Objetivos Específicos

- Realizar la caracterización los materiales a ser usados en el cuerpo de una de las presas del Proyecto PACALORI mediante ensayos para obtener sus propiedades, tanto físicas como mecánicas.
- Realizar los ensayos de compactación y definir las condiciones de compactación de campo.
- Realizar los ensayos de corte directo lento con muestras compactadas y saturadas.
- Análisis de las envolventes obtenidas de los ensayos de Laboratorio.



1. MARCO TEÓRICO

1.1. Presas de Tierra

Las Presas de Tierra constituyen una de las obras de ingeniería de mayor importancia para el desarrollo de un país. Es una obra de una gran inversión económica; sin embargo, se obtienen beneficios en diferentes áreas, como en la agricultura, la industria, y la población. También se utilizan en el control de inundaciones de las áreas afectadas por la lluvia.

1.1.1. Clasificación de Presas de Tierra.

Las presas se pueden clasificar según el material que las componen y la forma en que resisten el empuje del agua.

Según los materiales que las componen pueden ser; presas de materiales locales (suelos y rocas), presas de hormigón armado, presas de otros materiales.

Según la forma en que resisten el empuje del agua, pueden ser; presas de gravedad, presas de arco, presas de contrafuertes, presas ancladas.

Las Presas de Tierra para el almacenamiento de agua para riego del Proyecto Plan de Aprovechamiento y Control de Agua en la Provincia de los Ríos, PACALORI, requieren que dichas estructuras sean estables y seguras a lo largo de su vida útil. Por ello el diseño debe tener en cuenta que no se produzcan fallas graves o catastróficas, que lleven a la destrucción total de la cortina.

Las fallas que pueden provocar la destrucción total de la cortina son: rebase del agua por encima de la cortina, sifonamiento mecánico, agrietamiento transversal, deslizamiento del talud aguas abajo, sismos y licuación.

Dentro de estas fallas catastróficas, el diseño de presas de tierra pone especial énfasis en la falla del talud aguas abajo por deslizamiento, para lo cual se requiere conocer las propiedades físicas y mecánicas (resistencia al corte) de los materiales que constituyen la cimentación y la cortina de la presa, a fin de



analizar la estabilidad de los taludes, mediante métodos de análisis de estabilidad estudiados en la Mecánica de Suelos.

La resistencia a cortante de los suelos inalterados del cimientado y de los suelos compactados de la cortina, deben ser determinados mediante ensayos de corte directo o triaxial, por lo cual se requiere estudiar la teoría de compactación del suelo y la resistencia a cortante de las mismas mediante la teoría de Mohr-Coulomb, estudiadas en la Mecánica de Suelos Saturados.

La estabilidad de taludes requerida para el diseño de las presas de tierra se basa en los estudios de los métodos de análisis de estabilidad por equilibrio límite.

Por lo anterior desarrollaremos en el marco teórico de este trabajo de graduación la base científica de los temas declarados anteriormente. **[2]**

1.2. Teoría de la Compactación. [4]

El suelo constituye uno de los materiales de construcción más antiguo en el mundo; cuando el hombre descubrió que podía moldear la tierra para hacer los muros de sus casas, los constructores han requerido producir masas de suelo más fuertes, que no sufran asentamientos y que sean resistentes al agua. Pero no fue hasta los años de 1930 que se empezó a intensificar los estudios científicos para el uso del suelo y la roca como material de construcción con diversos fines; ya sea la construcción de presas, rellenos para soporte de edificaciones, rellenos para avenidas de tránsito, entre otros. Por ello, "El uso más importante del suelo y roca triturada es la construcción de rellenos."

Se puede definir a un relleno como un depósito artificial que sirve para levantar o nivelar el terreno natural, cuyo material constituyente se lo denomina préstamo o material de relleno. Los rellenos largos y estrechos generalmente se los denomina terraplenes.

A pesar de la experiencia que se ha logrado con los años y las diversas investigaciones del tema, muchos proyectos pueden llegar al fracaso si no se tiene cuidado en cada uno de los detalles, tanto en el diseño como en la



construcción, por ello se ha puesto un especial interés y se han mejorado las técnicas y métodos, en la manera de como colocar los terraplenes en obras que requieren diferentes tipos de exigencias. De esta forma se volvió de carácter importante, llevar a cabo un adecuado proceso de compactación que garantice las exigencias requeridas, en la mejor manera posible. [4]

1.2.1. Criterios para Compactación en Presas de Tierra.

La compactación consiste en mejorar las propiedades mecánicas del suelo, reduciendo el índice de poros, e , mediante la reducción del volumen de aire del suelo, con lo que se incrementa su peso específico seco, γ_d .

1.2.2. Relación entre el peso específico seco γ_d , la humedad ω , y la energía de compactación.

El ensayo de Proctor Estándar determina la relación entre el contenido de agua y el peso específico seco de los suelos, normada por la ASTM (D648) y la AASHTO (T-99), y fue ideada para representar en el laboratorio los resultados que podían obtenerse en la compactación de suelos en campo.

La energía específica de compactación de la Prueba Proctor Estándar se cuantifica mediante la expresión:

$$E_c = \frac{W * h * n * N}{V} = \frac{(24.4N)(0.3048m)(3)(25)}{943.3 * 10^{-6}m^3} = 591 \text{ kN} \frac{m}{m^3} \quad [1.1]$$

Dónde:

W= peso del pistón o martillo = 24.4 N.

h= altura de caída del pistón o martillo = 0.3048 m

n = número de capas = 3

N = número de golpes/capas = 25

V= volumen del molde = $943.3 * 10^{-6} m^3$

La curva mostrada en la Figura 1.1, se denomina “curva de compactación”, obtenida mediante el ensayo de Proctor Estándar, indica que mientras la humedad aumenta se obtienen pesos específicos secos mayores. Esto se debe

a un mejor acomodamiento de las partículas del suelo gracias al agua contenida en los poros, hasta llegar a un valor máximo de peso específico seco; a partir de este valor el agua de los poros absorbe la energía de compactación aplicada y, por tanto, no permite la unión entre partículas dando como resultado la disminución del peso específico seco.

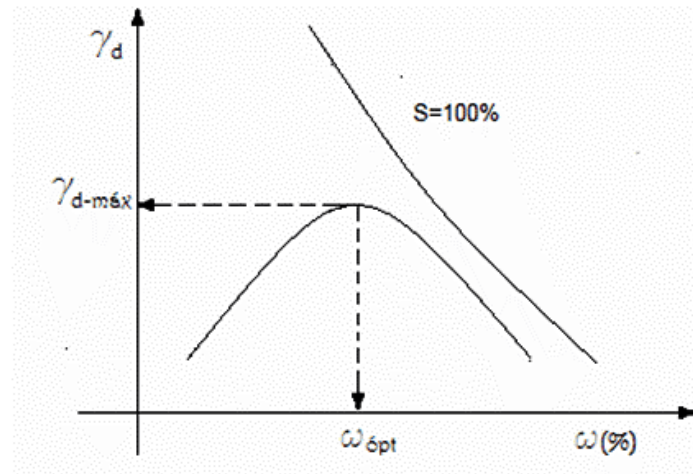


Figura 1.1. Prueba de Compactación. Próctor Estándar.

La rama de aumento del peso específico seco se denomina “rama seca” y la de descenso “rama húmeda”

Con esto definió como “humedad óptima”, $\omega_{\acute{o}pt}$, el valor de la humedad con la que se obtiene el “peso específico seco máximo”, $\gamma_{dm\acute{a}x}$.

El desarrollo de los equipos de compactación en el campo llevó a obtener pesos específicos secos mayores que por el procedimiento Proctor Estándar, debido a las exigencias en la construcción. Por ello surge la Prueba de Compactación Proctor Modificado. **[4]**

La Prueba Proctor Modificada surge a partir de pesos específicos secos mayores obtenidos en el campo, que los que representaba la Prueba Proctor Estándar. Basada en el mismo principio, variando el peso y la altura de caída del pisón o martillo, esta prueba ha sido normada por la ASTM (D-1557) y por la AASHTO (T-180).

La energía específica de compactación de la Prueba Proctor Modificada se cuantifica mediante la expresión:

$$E_c = \frac{W * h * n * N}{V} = \frac{(44.4N)(0.4572m)(5)(25)}{943.3 * 10^{-6}m^3} = 2689.98 \text{ kN} \frac{m}{m^3} \quad [1.2]$$

Dónde:

W= peso del pistón o martillo = 44.4 N.

h= altura de caída del pistón o martillo = 0.4572 m

n = número de capas = 5

N = número de golpes/capas = 25

V= volumen del molde = $943.3 * 10^{-6} m^3$

Como se observa la “energía específica de compactación” de la Prueba de Proctor Modificada es 4,55 veces la Prueba de Proctor Estándar.

En la figura 1.2, se indica los resultados de las pruebas de compactación Proctor Estándar y Modificado en un suelo.

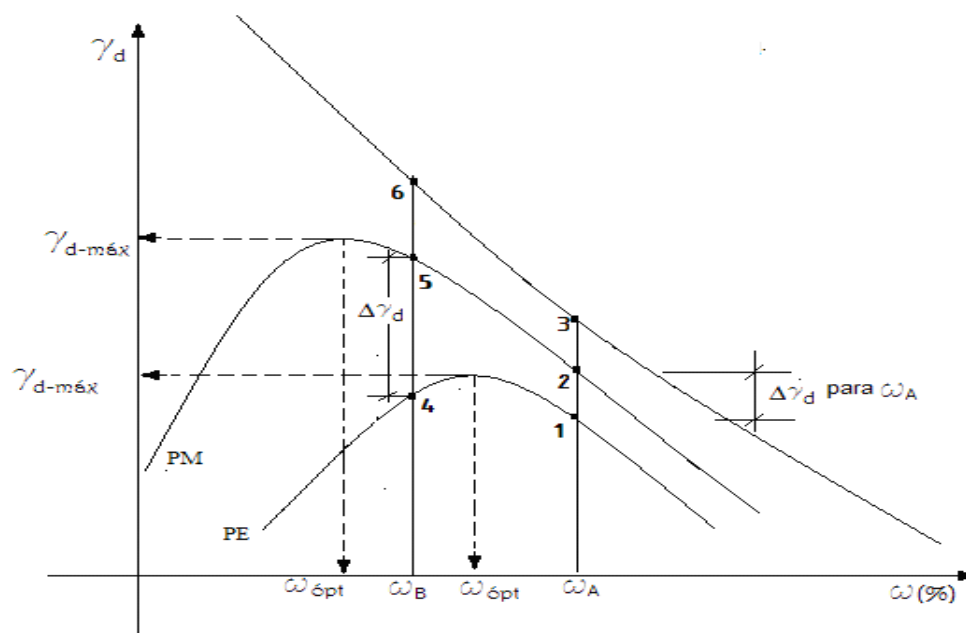


Figura 1.2. Curvas de compactación Proctor Estándar y Modificado y curva de saturación.
Notas de Compactación, Ing. Rolando Armas.

1.2.3. Curva de saturación (S=100%)

Como se puede observar en la Figura 1.2, la Curva de saturación (s=100%), se alcanza solo si lográramos compactar el suelo y eliminar todo el aire de los poros. Esta curva está determinada por la ecuación:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{\omega + \frac{1}{G_s}} \quad [1.3]$$

Dónde:

γ_w = Peso específico del agua = 9.807 KN/m³.

ω = humedad, expresada en tanto por uno.

G_s = Gravedad específica.

Pero en la práctica no es posible, por ningún medio mecánico de compactación, expulsar todo el aire de los poros del suelo, por lo que tampoco se logra la saturación del mismo. Es por ello que la curva de saturación se denomina también “curva teórica de compactación” y “curva de cero por ciento de huecos de aire”.

Se puede concluir que la curva de saturación, por mucho que se aumente la energía de compactación, es inalcanzable e irrebalsable. [4]

1.2.4. Análisis de los incrementos del peso específico seco con la energía de compactación.

De la definición de humedad, se tiene que la misma varía, solo si se le añade o elimina agua; debido a eso, en el proceso de compactación podemos decir que la humedad no varía, pero si incrementamos la energía de compactación existirá un aumento en el peso específico seco. γ_d .

De la Figura 1.2, si la humedad del suelo es ω_A e incrementamos la energía de compactación del Proctor Estándar al Modificado se alcanzaría el peso específico seco representado en los puntos 1 y 2, respectivamente, concluyendo que el incremento en el peso específico seco, $\Delta\gamma_d$, es pequeño y que por mucho que se incremente la energía de compactación no es posible

llegar al punto 3, el mismo que pertenece a la curva de saturación o curva teórica de compactación, la cual es inalcanzable e irrebasable como ya se dijo.

Así mismo, en la Figura 1.2, si el suelo contiene una humedad ω_B e incrementamos la energía de compactación del Proctor Estándar al Modificado se alcanzaría el peso específico seco representado en los puntos 4 y 5, respectivamente, concluyendo

que el incremento en el peso específico seco, $\Delta\gamma_d$, es apreciable, y que para la misma humedad ω_B , por mucho que se incremente la energía de compactación, no es posible llegar al punto 6, concluyendo también que el mismo es inalcanzable e irrebasable.

Partiendo que el incremento de energía de compactación en el campo significa un incremento de los costos, los suelos con humedades altas (mayores que $\omega_{\text{ópt}}$, del Proctor Estándar) no se justifican compactarlos con energías de compactación altas.[4]

1.2.5. Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco para una energía de compactación.

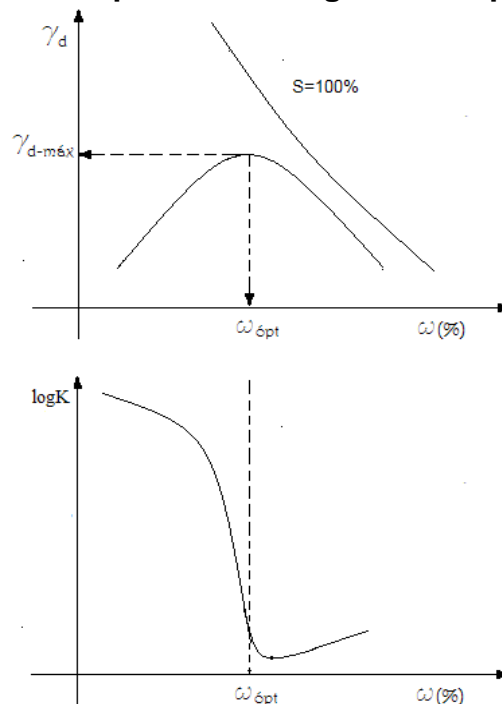


Figura 1.3. Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación.

De la Figura 1.3, notamos que las permeabilidades más bajas, para una misma energía de compactación y, por ende, para un mismo costo de compactación, se obtienen con humedades ligeramente superiores a la óptima de dicha energía (2 y 3%).

En cualquier suelo arcilloso, compactado con la energía del Proctor Estándar se alcanzan permeabilidades hidráulicas del orden de 100 cm/s más bajas, cuando se compactan con humedades ligeramente superiores a la óptima, que cuando se compactan con humedades ligeramente inferiores. [4]

1.2.6. Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación.

El ensayo de compresión simple nos da un índice de la resistencia del suelo: a la deformación y al cortante. En suelos arcillosos saturados se puede asumir que la resistencia al corte, q_u , es el doble de la resistencia no consolidada y no drenada, C_u , en pruebas rápidas.

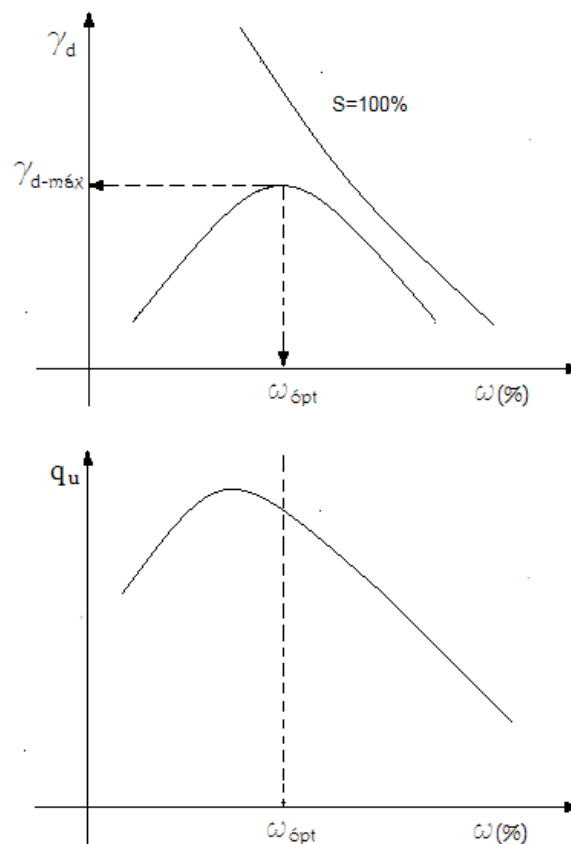


Figura 1.4. Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación

De la Figura 1.4, se observa que la mayor resistencia, para una misma energía de compactación y, por ende, para un mismo costo de compactación, se alcanza con humedades inferiores ligeramente a la óptima de dicha energía (2 ó 3%). También se observa que cuando se compacta con humedades superiores a la óptima la resistencia descende bruscamente. [4]

1.2.7. Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco.

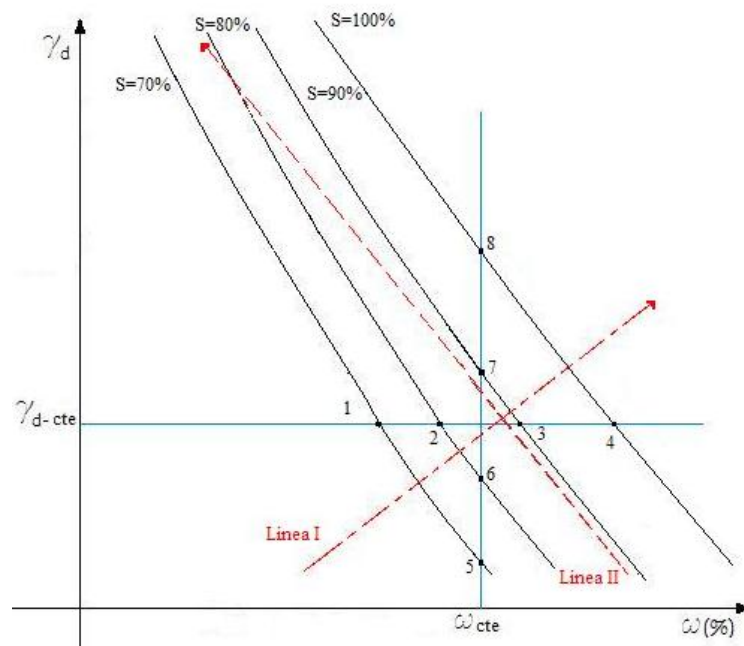


Figura 1.5. Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco.

En la Figura 1.5, se observa que para un mismo peso específico seco, $\gamma_d = cte$, a medida que aumenta la humedad del suelo, aumenta la saturación del mismo (puntos 1-2-3-4).

Observamos también en dicha figura, que para una misma humedad, $\omega = cte$, a medida que aumenta el peso específico seco, o lo que es lo mismo, a medida que aumenta la energía de compactación y con ello el costo, se aumenta la saturación del suelo (puntos 5-6-7 y 8). [4]



1.2.8. Energía de compactación a utilizar

La energía de compactación a utilizar esta en función de los objetivos por lo que se compacta, que es mejorar las propiedades mecánicas del suelo: flexibilidad, permeabilidad, compresibilidad y resistencia a cortante, de la forma más económica. Para esto, se debe analizar los siguientes aspectos, que intervienen en cada tipo de construcción o estructura de tierra.

- ✓ Seleccionar los materiales a compactar.
- ✓ Humedad natural de los suelos.
- ✓ Relación entre los incrementos de energía y de mejoramiento de las propiedades mecánicas del suelo, de forma económica.

Los constructores de Presas de Tierra, para alcanzar los objetivos por los cuales compactan (flexibilidad y permeabilidad), utilizan suelos plásticos (arcillosos), que se encuentran en la naturaleza con humedades altas, por su baja permeabilidad. En estos suelos un incremento de energía de compactación aumenta la rigidez del terraplén, poniendo en peligro la falla por agrietamiento, ante la presencia de asientos diferenciales en el cimiento.

Por ello, se recomienda compactar los terraplenes de las Presas de Tierra, con humedades por encima del límite plástico, que en la mayoría de suelos está muy cercana a la humedad óptima de la prueba de Proctor Estándar. [4]

Por todo lo anterior, los constructores de Presa de Tierra Homogéneas como son las del Proyecto PACALORI, utilizan para la compactación de sus terraplenes la energía del Proctor Estándar.

1.3. Resistencia al Esfuerzo Cortante del Suelo.

La determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, constituye una parte fundamental de la Mecánica de Suelos. La valoración correcta de este concepto es un paso previo imprescindible para intentar, con esperanzas de éxito, cualquier aplicación de la Mecánica de Suelos al análisis de la estabilidad de las Presa de Tierra Homogéneas. [5]

Se debe entender y analizar la naturaleza de la resistencia a cortante para analizar los problemas de estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga,

estabilidad de taludes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras. [6]

La resistencia a cortante del suelo se define como la resistencia interna que tiene un suelo para resistir la falla y el desplazamiento de la muestra, por unidad de área unitaria.

1.3.1. Criterios de Falla de Mohr-Coulomb.

Según se estudia en la Mecánica de Suelos, el criterio de resistencia que más se ajusta a los suelos, es el denominado Criterio de Resistencia o Falla Mohr-Coulomb; el cual consiste en que el suelo falla bajo una combinación de un esfuerzo normal y un esfuerzo tangencial actuando en un plano (plano de falla). La ecuación de resistencia viene dada por:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad [1.4]$$

Que corresponde a una línea recta en una figura de esfuerzo normal (σ) vs esfuerzo tangencial (τ), ver Figura 1.6

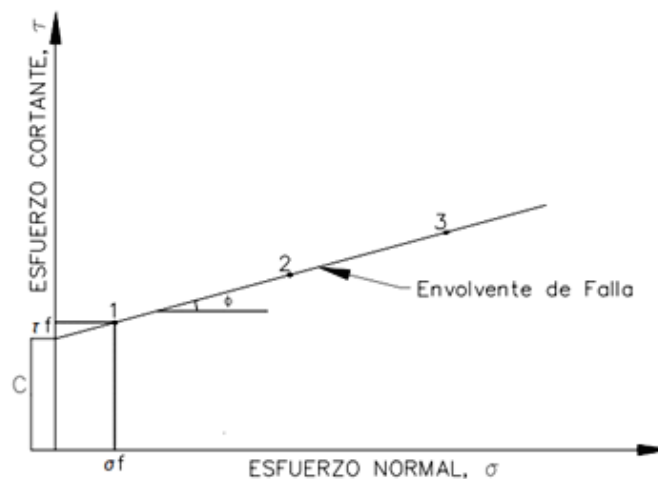


Figura 1.6. Envolvente de Falla. Resistencia a Cortante del Suelo.

El intercepto en el eje τ se determina, c , “cohesión” y el ángulo que forma con la horizontal se denomina “ángulo de fricción interna”, ϕ .



Posteriormente a 1925, Terzaghi demostró que el esfuerzo normal sobre el plano de falla corresponde al esfuerzo normal efectivo, entonces:

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad [1.5]$$

dónde:

σ' = esfuerzo normal efectivo.

σ = esfuerzo normal total.

μ = presión neutra, presión de poro.

Por lo tanto la ecuación de resistencia a cortante de los suelos viene dada por:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan\phi \quad [1.6]$$

También se descubrió que el valor de la presión de poro, μ , no solo depende de las condiciones de la carga, sino también de la velocidad de aplicación de ella, lo que condujo a distinguir el valor de resistencia “lenta” de la “rápida”. **[5]**

Desde el punto de vista de comportamiento mecánico (resistencia al corte y a la deformación), los suelos se clasifican en: suelos gruesos (gravas, limos y arenas) y suelos finos (arcillas). Por ello, la resistencia a cortante de los suelos gruesos depende de:

- a) Compacidad (índice de poro).
- b) Forma de los granos (angulosos, redondeados).
- c) Distribución granulométrica (bien o mal graduada).

Las arcillas por su parte, la resistencia a cortante depende de:

- a) La velocidad de aplicación de la carga.
- b) Condiciones de drenaje.
- c) Historia tensional (normalmente consolidada o preconsolidada).

1.4. Determinación de los Parámetros de la Resistencia a Cortante, c y ϕ , en el Laboratorio.

Los parámetros de resistencia a cortante de un suelo son determinados en el laboratorio con dos tipos de ensayos, fundamentalmente:

- ✓ La Prueba de Corte Directo.
- ✓ La Prueba de Compresión Triaxial.

A continuación se explican en qué consisten dichos ensayos:

1.4.1. Prueba de Corte Directo.

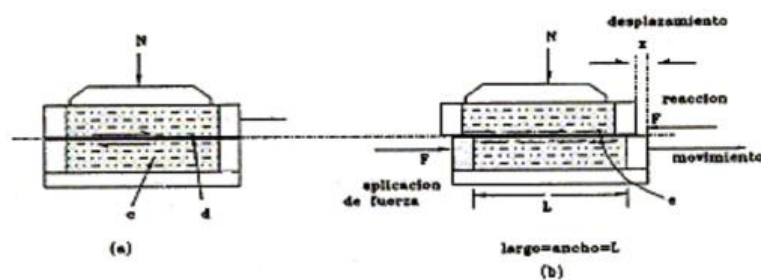


Figura 1.7. Caja metálica en la que se coloca el espécimen a ensayar.

Este ensayo consiste en colocar el espécimen en una caja de corte, aplicando un esfuerzo normal determinado, humedeciendo o drenando el espécimen de ensayo, se consolida el espécimen bajo el esfuerzo normal, a una velocidad constante de deformación se hace desplazar un marco horizontalmente y se mide la fuerza de corte y los desplazamientos horizontales a medida que la muestra es llevada a la falla.

El ensayo de Corte Directo, es simple y económico de realizar pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

El ensayo de corte directo consiste en una caja de corte metálica Figura 1.7, en la que se coloca el espécimen. Las muestras pueden ser cuadradas o circulares. La caja está cortada horizontalmente en dos partes. Cuando se ensaya, se aplica una fuerza normal sobre el espécimen, la parte superior de la caja de corte. La fuerza cortante es aplicada moviendo la mitad de la caja respecto de la otra, para generar la falla en el espécimen del suelo.



Dependiendo del equipo, la prueba puede ser de carga controlada por el esfuerzo o por la deformación unitaria.

Según el equipo del laboratorio de la Facultad de Ingeniería, se realizará el ensayo con el control de la deformación unitaria, en el cual se debe aplicar una razón constante de desplazamiento cortante a una mitad de la caja. La tasa constante de desplazamiento cortante se mide con un micrómetro horizontal. La fuerza cortante resistente del suelo correspondiente a cualquier desplazamiento cortante se mide por medio de un anillo dinamométrico. [6]

Generalmente se ensayan tres o más especímenes, cada uno bajo una carga normal diferente para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y al desplazamiento y las propiedades de resistencia a partir de las envolventes de resistencia de Mohr, las que se grafican a partir de los esfuerzos normales y tangenciales resultantes en el momento de la falla o rotura de la muestra.

1.4.2. Prueba de Compresión Triaxial. [5]

El ensayo de compresión triaxial mostrado en la Figura 1.8, es el más usado para determinar los parámetros de resistencia a cortante del suelo y las características de esfuerzo-deformación. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa.

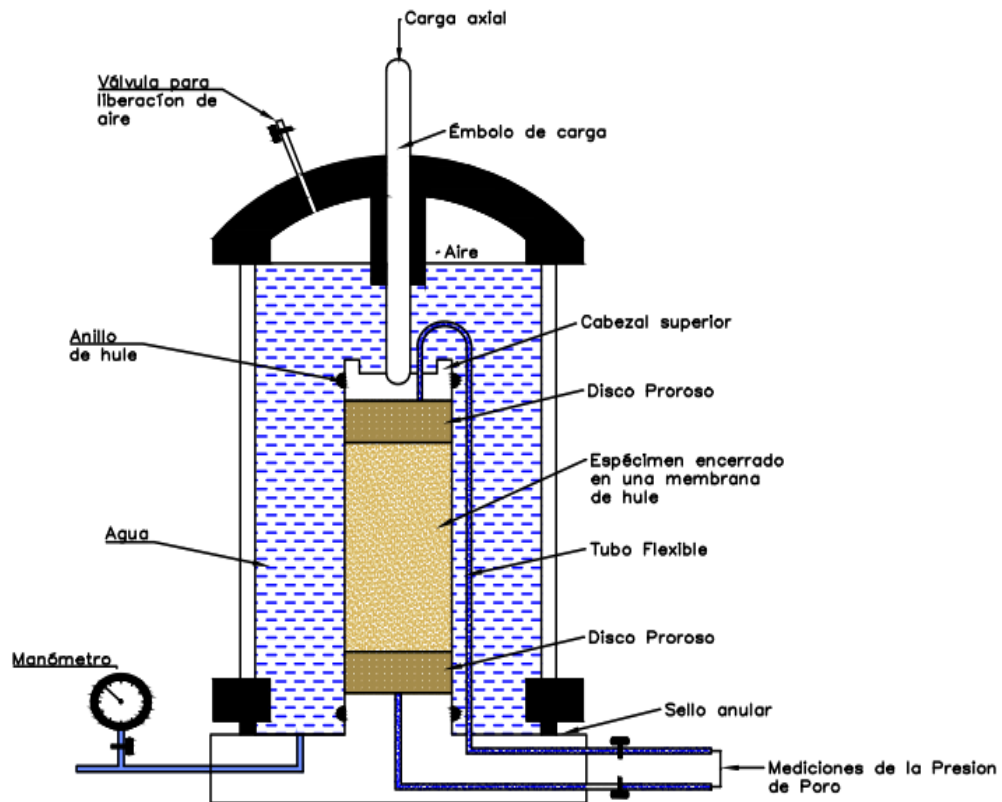


Figura 1.8. Diagrama de equipo de Prueba Triaxial

Los especímenes utilizados en esta prueba son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana de hule impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas. Ver figura 1.8. En las bases de la muestra se colocan las piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico. El agua en el interior de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.

Las pruebas triaxial suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara (σ_c);



durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas. Ver Figura 1.8. En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí.

El análisis de los resultados de las diferentes pruebas triaxial exige distinguir aquellas realizadas sobre suelos saturados por completo; aun dentro del primer grupo, es preciso separar los casos en que se prueban arcillas normalmente consolidadas, de los que tratan con arcillas preconsolidadas para ello, existen tres tipos de pruebas triaxial, que dependiendo de las condiciones a las que se someta la muestra, estos serán realizados:

Para nuestro caso de estudio se analizará la prueba consolidada-drenada (CD) y la prueba consolidada-no drenada (CU). [5]

- **Prueba Consolidada-Drenada, CD (Lenta).**

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante.

Cuando el equilibrio estático interno se ha reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero. [5]

El procedimiento de la prueba en arcillas saturadas es aplicar una presión de confinamiento (consolidación), σ_3 a todo su alrededor mediante la compresión del fluido de la cámara. (Figura 1.9).

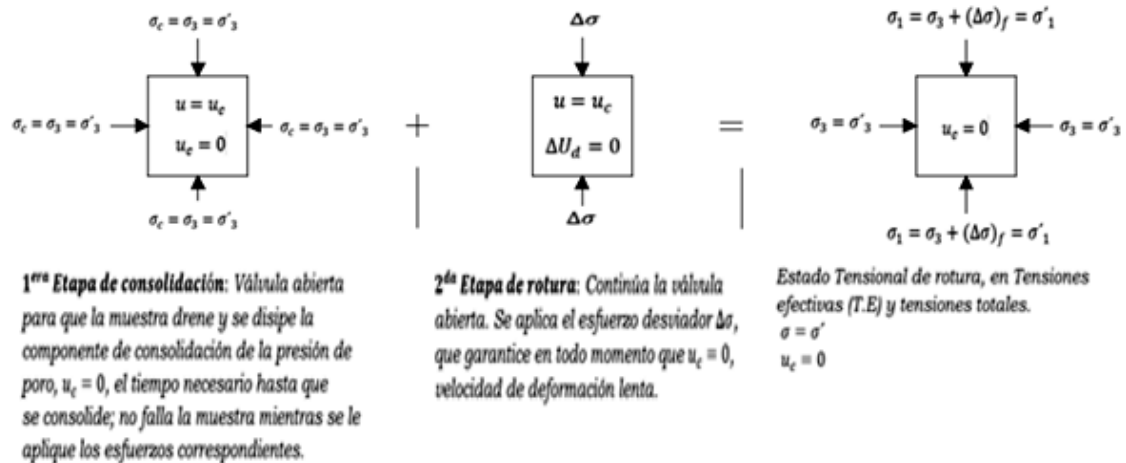


Figura 1.9. Prueba consolidada-drenada bajo estados tensionales y efectivos iguales.

En la primera etapa el espécimen aparece sujeto al esfuerzo total σ_3 y, por haberse permitido la consolidación total, el tiempo requerido para que alcance la consolidación de la muestra está en función de la permeabilidad del suelo ensayado y de la altura de la muestra, la presión de poro, u se ha reducido a cero, como se considera $u = 0$ y que $u_c = u$, puede escribirse que $u_c = 0$.

En la segunda etapa el esfuerzo desviador de falla, $\Delta\sigma_d$ actúa sobre el suelo y nuevamente $u_c = 0$, debido al drenaje libre y al suficiente tiempo transcurrido.

La suma de estas dos etapas, conduce a la etapa final representada por el estado de rotura, en Tensiones Efectivas (T.E) y en Tensiones Totales (TT). [5]

Los resultados de una prueba lenta se llevan a una gráfica construida de acuerdo con la Teoría del Círculo de Mohr. Ver Figura 1.10

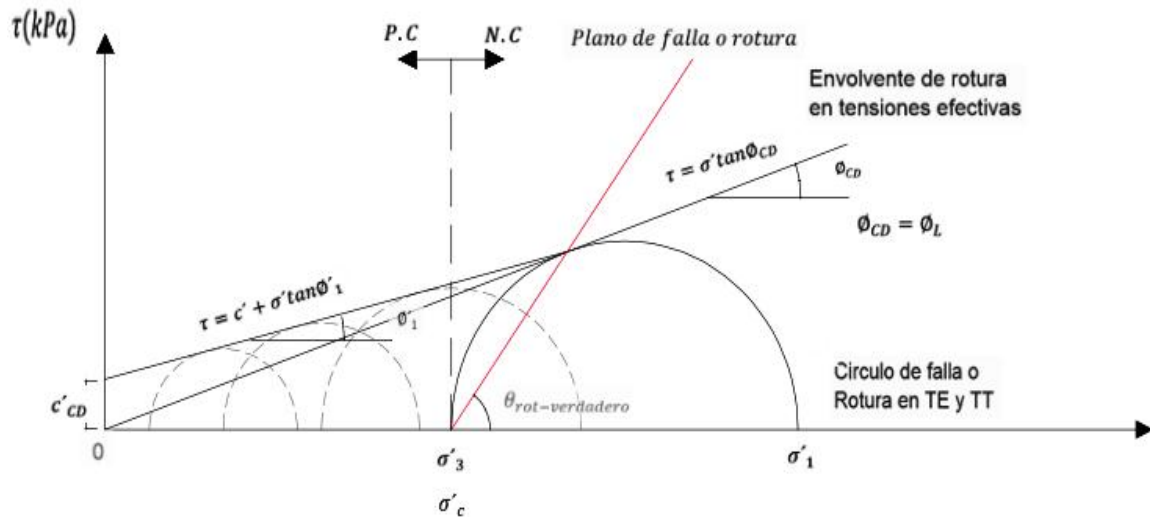


Figura 1.10. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

La envolvente de estos círculos en el intervalo de presiones utilizadas resulta ser una línea recta cuya prolongación pasa por el origen de coordenadas y es el lugar geométrico de las resistencias al esfuerzo cortante del suelo. Esta línea recibe el nombre de envolvente de rotura y el ángulo ϕ_{CD} , que forma con el eje horizontal es el ángulo de fricción interna del material, ya mencionado. [5]

Conclusión:

Esta prueba triaxial se caracteriza porque en todo momento del ensayo desde el inicio hasta el final $u_c = 0$.

La envolvente de falla en el estado preconsolidado del suelo, tiene una pendiente más plana y esfuerzos menores a σ'_c (presión de preconsolidación, ver Figura 1.10, cuya ecuación de resistencia a cortante es:

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi'_1 \quad [1.7]$$

La envolvente de falla en la etapa normalmente consolidada del suelo, presenta esfuerzos mayores a σ'_c y obedece a la ecuación:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi_{CD} \quad [1.8]$$

• Prueba Consolidada-No Drenada (Rápida).

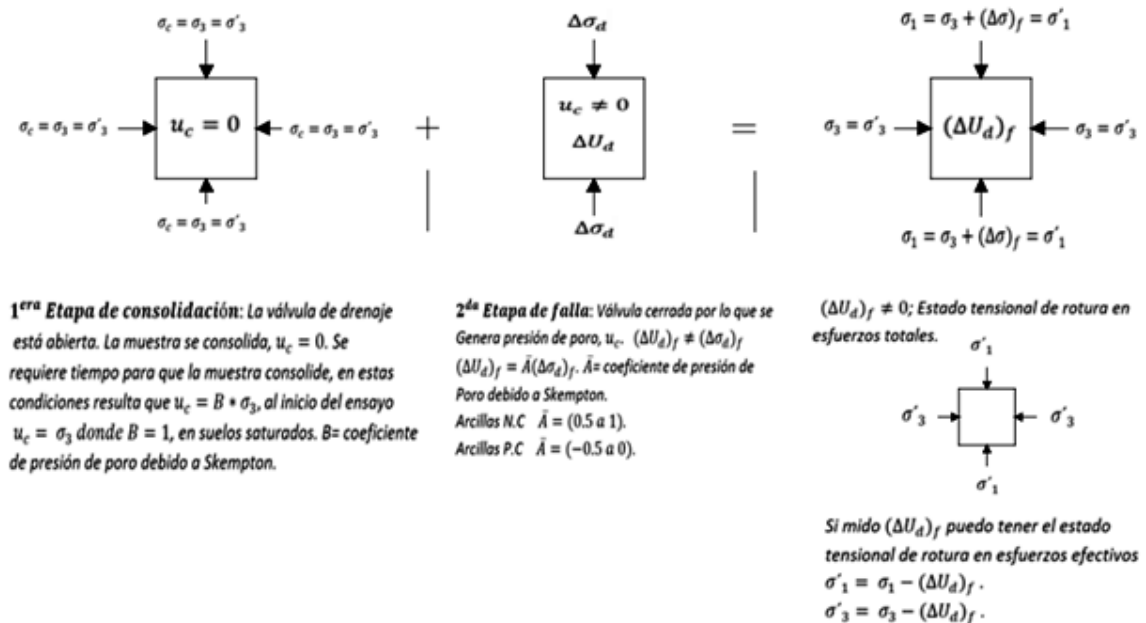


Figura 1.11. Prueba consolidada-no drenada bajo Estados tensionales.

Al principio el espécimen se deja consolidar totalmente bajo la presión de la cámara σ_3 , que llega a ser esfuerzo efectivo: después se lleva al suelo a la falla con aplicación de un esfuerzo desviador axial actuante con la válvula de salida del agua a la bureta cerrada, de modo que no se permita ninguna consolidación adicional en el espécimen; esto ocasiona que, conforme se aplica el esfuerzo desviador, se vaya desarrollando presión en el agua intersticial con lo que, durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de esa presión.

La primera etapa de esta prueba es similar a la misma en la prueba lenta. La segunda etapa se caracteriza por el desarrollo de presión de poro en el agua de la muestra y la resistencia a la compresión $(\Delta \sigma_d)_f$ resulta mucho menor que en la prueba lenta $\Delta \sigma_d$. Los esfuerzos totales, que son los que el operador aplica sobre el espécimen, son ahora mayores que los efectivos, siendo la diferencia precisamente la presión de poro del agua.

El círculo de Mohr, de falla, puede trazarse de dos maneras: una inmediata, a partir de los esfuerzos totales que el operador conoce en todo momento de la

prueba y en el de falla en particular; otra a partir de los esfuerzos efectivos, para lo cual sería preciso conocer la presión de poro, cuando menos en el instante de falla incipiente.[5]

Si se efectúan pruebas rápidas consolidadas-drenadas con medición de presión de poros se obtienen resultados según los que puede concluirse que es bastante correcto el suponer que los círculos de esfuerzos efectivos son tangentes a la línea de falla obtenida en la prueba lenta. Ver figura 1.11.

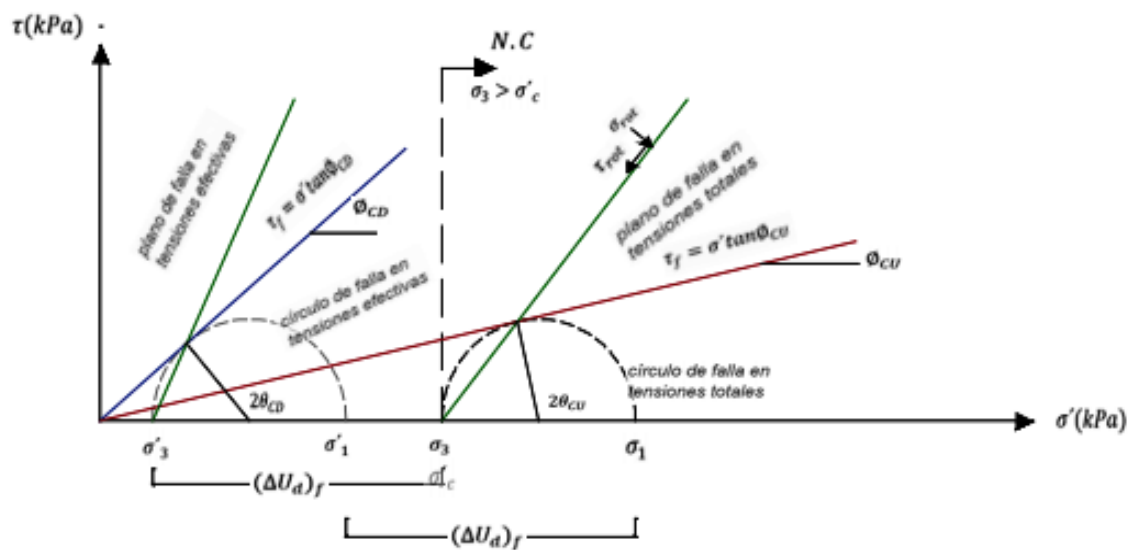


Figura 1.12. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba consolidada-no drenada.

La Figura 1.12 muestra los resultados de una prueba consolidada-no drenada, debe notarse que el círculos de esfuerzos efectivos y el de esfuerzos totales tiene el mismo diámetro $(\Delta\sigma_d)_f$; en efecto, tanto σ'_3 como σ'_1 se obtienen restando la misma u_c a σ_3 y σ_1 , respectivamente, lo que gráficamente equivale a trasladar el círculo de falla hacia la izquierda una distancia u_c .

La envolvente de falla en terminos de esfuerzos totales podra expresarse:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi' \quad [1.9]$$

La envolvente de falla en terminos de esfuerzos efectivos podra expresarse:

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi \quad [1.10]$$



2. METODOLOGÍA

2.1. Descripción general y ubicación de la zona de estudio, Proyecto PACALORI. [1]

El proyecto se encuentra ubicado en el centro de la Provincia de los Ríos, en la cuenca media del Río Guayas, delimitada por los Ríos Calabí, mismo que hacia el sur del cantón Ventanas toma el nombre de Catarama, Quevedo y Macul.

Está constituido por dos zonas perfectamente definidas, que son la zona Oeste, a lo largo del Río Macul, y la zona Este a ser servida desde el Río Calabí.

El objetivo del proyecto es regular el potencial hídrico de la Cuenca del Río Guayas, mediante la implementación de grandes obras de infraestructura hidráulica, que permitan almacenar el agua durante la época de lluvias y usarla durante la época seca.

El Proyecto PACALORI consta de 13 presas repartidas en dos trasvases, 7 en el Trasvase No. 1 y 6 en el Trasvase No. 2, como se observa en la Figura 2.1. Estas obras trabajarán de manera simultánea a fin de obtener su máximo rendimiento.

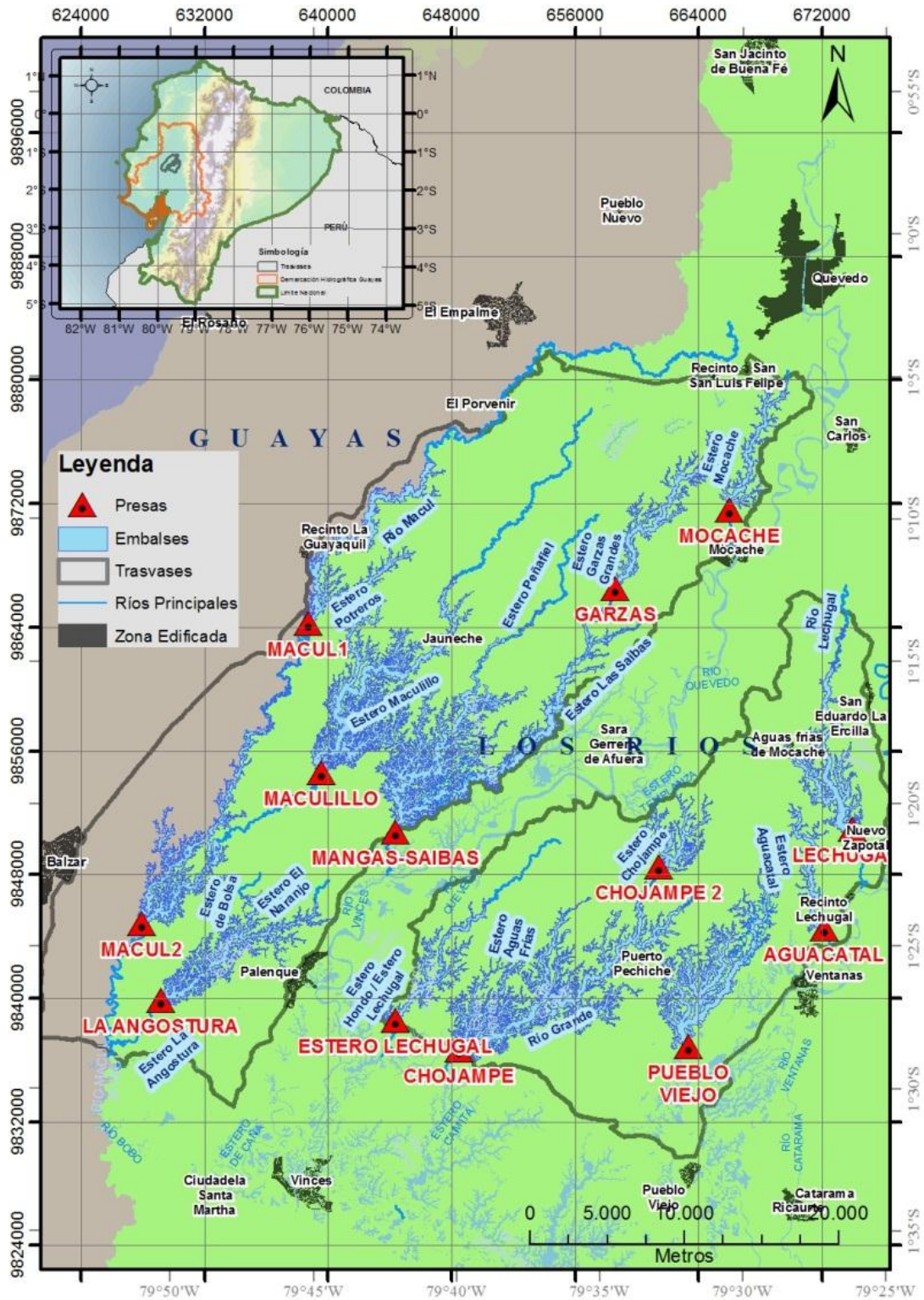


Figura 2.1. Trasvase 1 y trasvase 2, Presas de Tierra, Proyecto PACALORI.
Elaboración PROMAS-UNIVERSIDAD DE CUENCA 2013.

El primer trasvase consta de un sistema de derivación en el río Quevedo, desde el cual sale una conducción a gravedad por medio de un túnel, el mismo



se bifurca hacia la cuenca del Río Macul y hacia la cuenca del Río Mocache, un trasvase desde el embalse Macul 1 hacia el embalse Maculillo, un trasvase desde la presa Mangas-Saibas hacia el Estero Angostura, un trasvase desde la presa Mocache hacia el embalse Garzas. El segundo trasvase consta de un sistema de derivación en el Río Vinces, sector la Templanza, desde el cual sale una conducción a gravedad por medio de canal y túnel hacia el Río Chojampe; dos trasvases desde Chojampe hacia Estero Lechugal y a Estero Mapancillo. Las características aproximadas, ya que están en proceso de Diseños Definitivos, de los embalses a construirse pueden observarse en la Tabla 2.1, siendo Chojampe 2 el objeto de estudio. [1]

DATOS GENERALES DE LAS PRESAS

Número	Presa	Volumen (10 ⁶ m ³)	Altura (m)	Área Inundada. (ha)	Cota Corona (msnm)
1	Macul 1	57	21	1.096	35
2	Macul 2	51,4	17	1.442	20
3	Maculillo	136,3	23	2.407	35
4	Mocache	18,7	19	432	50
5	Garzas	45,6	22	705	48
6	Mangas Saibas	180	15	3.001	30
7	La Angostura	39,2	14	1.100	20
8	Chojampe	105	13	2.631	20
9	Chojampe 2	19,4	13	485	32
10	Estero Lechugal	13,4	8	527	20
11	Lechugal 2	70	20	1.038	40
12	Aguacatal	18,5	15	363	30
13	Pueblo Viejo	86	14	1.613	26

Tabla 2.1. Componentes del proyecto PACALORI.

2.2. Preparación de las muestras para la realización de los diferentes ensayos. [3]

El material seleccionado de la Presa Chojampe 2, para los ensayos proviene de préstamos ubicados en zonas cercanas al proyecto donde se determinó, que de las 4 áreas de préstamo que se muestran en la Tabla 2.1, el sitio más idóneo seleccionado como material de préstamo para la presa es el que corresponde a la calicata C3, según estudios de características y ubicación realizados en la etapa de Factibilidad.

Nombre	Calicata	Humedad (%)	LI (%)	LP (%)	IP (%)	arenas (%)	Finos (%)	Clasificación SUCS	Proctor		
									P max (gr/cm ³)	Q opt (%)	Gs (gr/cm ³)
CHOJAMPE 2	C1	48.8	67.0	45.2	21.8	2	98	MH	1.1	49.2	2.7
	C2	46.9	75.4	46.0	29.4	3	97	MH	1.2	46.1	2.7
	C3	49.9	75.7	46.6	29.1	1	99	MH	1.2	47.0	2.7
	C4	45.6	66.8	43.7	23.1	4	96	MH	1.3	39.8	2.7

Tabla 2.2. Calicatas realizadas para los sitios de préstamo en la etapa de Factibilidad de la Pesa Chojampe 2.

En el sitio de préstamo correspondiente a la calicata C3, en la etapa de Factibilidad, se realizaron 12 trincheras para la investigación de préstamos en la etapa de Diseño Definitivo.

El material estudiado en esta tesis corresponde a la trinchera 3, ver Figura 2.2, tomado de la profundidad entre 2 y 6m; este suelo resulta ser un limo arcilloso, según la Tabla 2.3, elaborada por el PROMAS-Universidad de Cuenca 2015.



Figura 2.2. Trinchera 3 profundidad de 2.00-6.00 m

Prof. en metros	Cota (msnm)	Descripción de Material	Estratigrafía	Muestra (m)
0.6	35.4	Capa Vegetal	Capa Vegetal	0.00 - 0.60
2	34	Limo Arcilloso Color café claro a café oscuro	Limo Arcilloso	0.60 - 2.00
4	32	Limo Arcilloso Color café claro a marrón	Limo Arcilloso	2.00 - 4.00
6	30	Limo Arcilloso Color café con lentes de color gris	Limo Arcilloso	4.00 - 6.00

Tabla 2.3. Descripción tacto-visual de los materiales de préstamo, trinchera 3.

De acuerdo al proceso constructivo planteado en las Presas del Proyecto PACALORI, los materiales del préstamo serán mezclados durante la



excavación y carga, con retroexcavadora, transporte, con volqueta, esparcido en capas con

motoniveladora y compactación con “pata de cabra”. Es por ello que en nuestro estudio mezclamos el material extraído entre las profundidades de 2.00 a 6.00 m, de la trinchera 3, para la obtención de las muestras a ser ensayadas. [3]

2.3. Metodología para obtener las propiedades físicas y mecánicas del suelo. [5]

2.3.1. Humedad Natural.

Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo, la relación entre el peso de agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje:

$$\omega = \left(\frac{W_w}{W_s} \right) * 100(\%) \quad [2.1]$$

Donde

ω = humedad, expresado en %.

W_w = peso del agua existente en la masa de suelo.

W_s = peso de las partículas sólidas.

El procedimiento para la determinación de la humedad natural viene dado por la Norma ASTM D2216-80.

Se toma una muestra de suelo y se pesa para obtener, W_m . A continuación se seca al horno a 105°C por 24 horas y se vuelve a pesar, obteniendo de esta manera el W_s . Ahora $W_w = W_m - W_s$, con lo cual la humedad queda determinada, por la expresión [2.1].

2.3.2. Granulometría por Cribado. [5]

El análisis granulométrico, por cribado, se usa 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); este ensayo se realiza según la Norma ASTM D422.

1. Se toma una muestra del suelo por cuarteo y se seca en el horno a una temperatura de 105° por 24 horas.
2. Se pesa alrededor de 2000 gr de suelo seco.
3. Pasar el suelo por el tamiz N° 200, lavándolo con agua, las veces que sean necesarias hasta que esta quede aparentemente limpia.
4. Llevar al horno el material que retiene el tamiz N° 200, a una temperatura de 105° durante 24 horas.
5. Una vez seca la muestra se realiza el análisis granulométrico, utilizando los tamices #10, #40, #100, #200 y el fondo.
6. El juego de tamices lo colocamos de manera progresiva sobre el agitador mecánico, ver Figura 2.3.
7. Terminado el periodo de vibración, se procede a pesar el material retenido en cada tamiz, ver Figura 2.3.



Figura 2.3. Agitador mecánico para realizar la granulometría del suelo.

Los resultados del análisis por cribado se representan generalmente como porcentaje del peso seco total del suelo que ha pasado por las diferentes mallas.

2.3.3. Gravedad Específica. [5]

La determinación de la gravedad específica nos indica la relación entre la masa de las partículas y el volumen que ocupan. El ensayo se realiza según la Norma ASTM D854-58.



Procedimiento para la calibración del matraz

1. Determínese el peso del matraz seco y limpio con una aproximación de 0,01 g (W_m).
2. Llénese el matraz con agua a temperatura ambiente, hasta 0,5 cm debajo de la marca de enrase aproximadamente, y déjese reposar durante unos minutos.
3. Mídase la temperatura del agua contenida en el matraz, colocando el bulbo del termómetro en el centro del matraz.
4. Con un cuentagotas, complete el volumen del matraz con agua destilada de modo que la parte inferior del menisco coincida con la marca de enrase.
5. Séquese cuidadosamente el interior del cuello del matraz con un papel absorbente enrollado, respetando el menisco.
6. Pésese el matraz lleno con una aproximación de 0.01 g. (W_{mw}).

Método de prueba para suelos.

1. Pésese 80g aproximadamente de suelo, previamente secado al horno, con una aproximación de 0,01 g (W_s).
2. Pásese la muestra cuidadosamente a un matraz limpio, ver Figura 2.4, calibrado como se indicó en el procedimiento para la calibración del matraz.
3. Llévase la muestra junto con el matraz a baño María, hasta que haya sido expulsado todo el aire por medio de la ebullición.
4. Dejar que el material del matraz este a temperatura ambiente.
5. Una vez expulsado el aire, añádase agua hasta que el borde inferior del menisco coincida con la marca de enrase.
6. Pésese el matraz con una aproximación de 0,01 g, así se obtiene (W_{mws}).

Con lo cual, la gravedad específica queda determinada con la siguiente fórmula.

$$G_s = \frac{W_s}{W_s + W_{mw} - W_{mws}} \quad [2.2]$$

Dónde:

W_s : Masa del suelo seco.

W_{mw} : Masa del matraz más agua.

W_{mws} : Masa del matraz más agua más suelo, después del baño María.



Figura 2.4. Ensayo Gravedad Específica.

2.3.4. Límites de Atterberg o Límites de Consistencia. [5]

Los límites de Atterberg son ensayos de laboratorio utilizados para obtener los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico, es decir: el contenido de agua en el punto de transición del estado semisólido a plástico, es el límite plástico, y del estado plástico a líquido, es el límite líquido. Según el contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Estos ensayos sirven para clasificar el suelo mediante el método de clasificación unificada SUCS.



Los límites de consistencia deben determinarse con la fracción del suelo que pasa la malla $N^{\circ}40$. Si el espécimen es arcilloso, es preciso que nunca haya sido secado a humedades menores que su límite plástico, aproximadamente.

- **Límite Líquido, LL. [5]**

Este ensayo se basa en determinar el contenido de agua del suelo mediante la copa

de Casagrande, según la Norma ASTM D-4318.

1. Tómese unos 100 g de suelo húmedo y mézclese con una espátula, añadiendo agua, hasta que adopte una consistencia suave y uniforme.
2. Colóquese una porción de esa pasta en la copa de Casagrande, con un espesor máximo de 1 cm y hágase, con el ranurador apropiado, la ranura correspondiente; el ranurador deberá mantenerse en todo el recorrido normal a la superficie interior de la copa. Ver Figura 2.5.
3. Acciónese la copa a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesario para que la parte inferior del talud de la ranura se cierre 1,27 cm. La ranura deberá cerrarse por flujo del suelo y no por deslizamiento del mismo respecto a la copa.
4. Remézclese el suelo en la copa, con la espátula, repitiendo las etapas (2) y (3) dos veces más, si el número de golpes necesario para el cierre de la ranura es consistentemente el mismo en las 3 ocasiones. Si alguno de esos números resulta muy diferente de los otros, repítanse una cuarta vez las etapas (2) y (3). Así se tiene un número de golpes correspondiente a un cierto contenido de agua del suelo. Entre dos determinaciones, el número de golpes no debe diferir en más de un golpe.
5. Cuando se ha obtenido un valor consistentemente del número de golpes, comprendido entre 6 y 35 golpes, tómese 10 g de suelo, aproximadamente de la zona próxima a la ranura cerrada y determínese su contenido de agua de inmediato.
6. Repítase las etapas (2) a (5) teniendo el suelo otros contenidos de agua. Para humedecer el suelo, úsese un gotero, remoldeando la pasta hasta

que el agua añadida quede uniformemente incorporada. Para secar el suelo, úsese la espátula, remezclándolo, de modo que se produzca evaporación; en ningún caso se secará la muestra en un horno o sometiéndola a ningún proceso de evaporación violenta. De esta manera deberán tenerse, como mínimo, 4 valores del número de golpes correspondientes a cuatro diferentes

7. contenidos de agua, comprendidos entre 6 y los 35 golpes. Cada valor será obtenido como se dijo en la etapa (4) de, por lo menos, tres determinaciones sucesivas.
8. Dibújese la gráfica (curva de fluidez) con los contenidos de agua y los números de golpes correspondientes, los primeros como ordenadas en escala natural y los segundos como abscisas, en escala logarítmica. Esta curva debe considerarse como una recta entre los 6 y los 35 golpes. La ordenada correspondiente a los 25 golpes será el límite líquido del suelo, ver Figura 2.6.

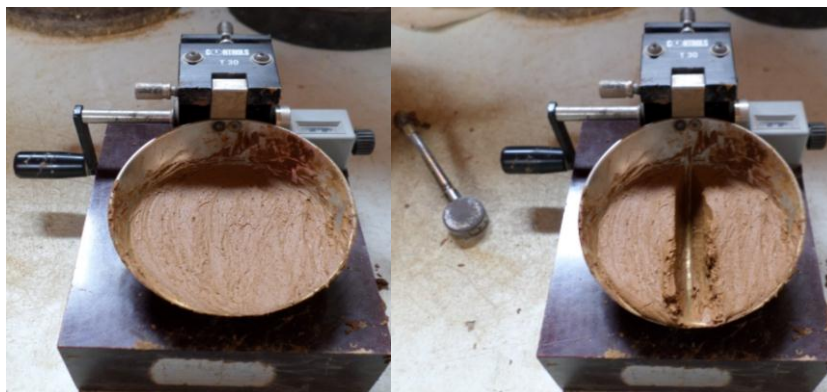


Figura 2.5. Ensayo para la determinación de límite líquido por medio de la cuchara de Casagrande.

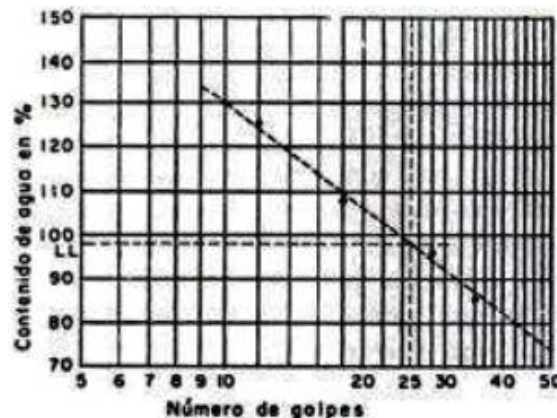


Figura 2.6. Determinación del límite líquido en la curva de flujo.

- **Límite Plástico, LP. [5]**

Consiste en amasar cilindros de aproximadamente 3.2 mm de diámetro; el límite plástico se define como el contenido de humedad del suelo a la cual estos cilindros se agrietan o resquebrajan.

El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. Este ensayo se realiza según la Norma ASTM D4318.

1. Mézclase perfectamente alrededor de 15 g de suelo húmedo.
2. Rólese el suelo sobre una placa de vidrio o metal con la mano, hasta alcanzar un diámetro de 3 mm, aproximadamente. Ver Figura 2.7.
3. Repítase la etapa (2) hasta que el cilindro presente señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro de 3 mm aproximadamente.
4. Al llegar al límite señalado (3), determínese el contenido de agua de una parte del cilindro correspondiente.

Repítase las etapas (2) a (4) dos veces más para obtener 3 valores. El límite plástico se determina colocando los trozos de cilindros en un recipiente, para secar en el horno a 105 °C, durante 24 horas, y determinando la humedad de los mismos.



Figura 2.7. Cilindros obtenidos a partir del ensayo, para determinar el límite plástico del suelo.

El Índice de plasticidad (IP): Se obtiene a partir de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo: $IP = LL - PL$.

2.3.5. Proctor Estándar. [5]

El objetivo de este ensayo es determinar la humedad óptima y la densidad seca máxima del suelo, para una misma energía de compactación. La compactación es una forma de densificar el suelo por medios mecánicos, mejorando sus

propiedades mecánicas: aumentando su resistencia y capacidad de carga, reduciendo su compresibilidad y disminuyendo los asentamientos. Este ensayo es de importancia para el avance de esta tesis, ya que la determinación de los parámetros de resistencia a cortante del suelo depende de la humedad a la cual debe ser compactado el suelo de la cortina de la presa.

El procedimiento de ensayo tipo Proctor, para determinar la curva de compactación con una misma energía, es como sigue:

1. Séquese al aire una muestra de unos 2.5 kg de peso y retírese de ella todo el material mayor que la malla $N^{\circ} 4$.
2. Determínese y regístrese el peso del molde Proctor teniendo colocada su placa de base.
3. Mézclase la muestra con agua suficiente para obtener una mezcla ligeramente húmeda, que aún se desmorone cuando se suelte, después de ser apretada en la mano. Ver Figura 2.8 (a).

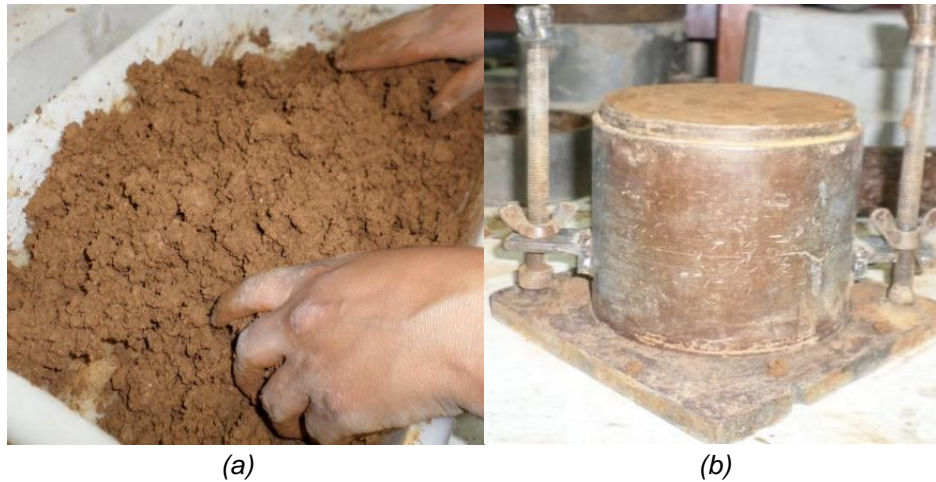


Figura 2.8. Ensayo de Compactación tipo Proctor.

4. Divídase la muestra en el número requerido de porciones, una por cada capa que vaya a usarse, aproximadamente iguales, que se pondrán en el cilindro, compactado cada capa con el número de golpes requerido, dados con el correspondiente pisón.



5. Cuidadosamente quítese la extensión del molde y enrásese la parte superior del cilindro, con la placa de base y el suelo compactado. Ver Figura 2.8 (b).
6. Determínese y regístrese el peso del cilindro, con la placa de base y el suelo compactado.
7. Retírese el suelo del molde y obténgase el contenido de agua de dos muestras representativas, de unos 100 g, una obtenida de un nivel cercano al superior y otra de una parte próxima al fondo.
8. Repítase el procedimiento anterior con un contenido de agua en el suelo ligeramente mayor y así sucesivamente hasta que se hayan obtenido, por lo menos, dos puntos en la gráfica de compactación que se sitúen arriba de la humedad óptima.
9. Dibújese los resultados obtenidos en una gráfica que tenga como abscisas, los diferentes contenidos de agua resultantes y como ordenadas los pesos específicos seco (curva de compactación), ver Figura 2.9. Dibújese también la curva de saturación de acuerdo a la gravedad específica del suelo, G_s mediante la expresión (1.3).
La curva de compactación Proctor Estándar se obtendrá con los siguientes valores, dados por la Norma ASTM 698-91.

$W =$ peso del pistón o martillo = 24.4 N.

$h =$ altura de caída del pistón o martillo = 0.3048 m

$n =$ número de capas = 3

$N =$ número de golpes/capas = 25

$V =$ volumen del molde = $943.3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$

$E_c =$ Energía Específica = $591 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}^3}$

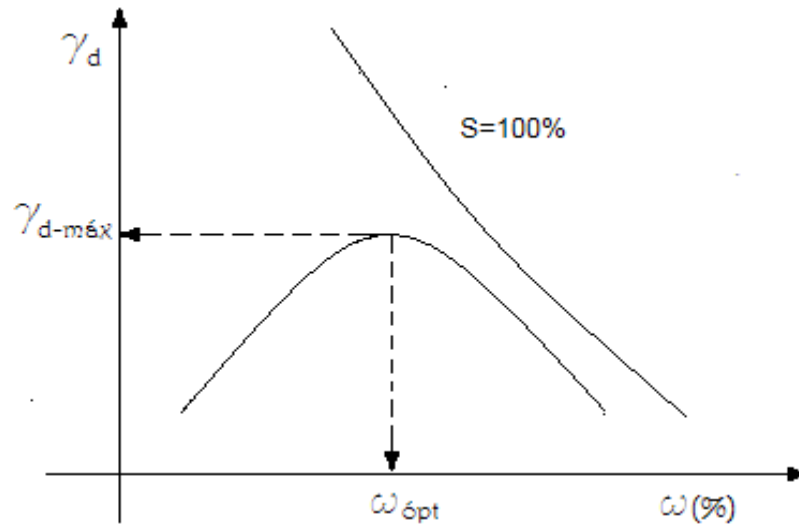


Figura 2.9. Curva de compactación Proctor Estándar y curva de Saturación.

2.3.6. Corte Directo Lento. [5]

Durante muchos años, la prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante fue prácticamente la única usada para la determinación de la resistencia de los suelos; hoy, aun cuando conserva interés práctico debido a su simplicidad, ha sido sustituida en buena parte por las pruebas de compresión triaxial, ya que presenta la imposibilidad de conocer los esfuerzos que actúan en planos distintos al de falla, durante su realización.

Para conocer los parámetros de resistencia a cortante lento, se utilizó la máquina digital de corte directo del Laboratorio de Suelos de la Universidad de Cuenca, como se puede observar en la Figura 2.10, tomando en cuenta la norma ASTM D-3080.



Figura 2.10. Caja metálica y equipo para realizar el ensayo de corte directo, Laboratorio Facultad de Ingeniería.

Preparación de la muestra

Si la prueba ha de hacerse sobre arcillas alteradas procedentes, por ejemplo, de una prueba de compactación, el material del molde en el que ésta se haya efectuado se tratará como de una muestra inalterada.

1. Introduzca el molde muestreador, sobre la muestra compactada, u enrácese es común que los aparatos de corte directo usen especímenes cuadrados de 6cm de lado ver, Figura 2.11.
2. Antes de proceder a la realización de la prueba se pesará la muestra, para determinar los pesos específicos y humedad del material probado.



Figura 2.11. Preparación de la muestra en el anillo de 6 cm de lado.

Procedimiento de la Prueba

1. Mídanse las dimensiones de la caja del aparato en que se alojará el suelo.
2. Obténgase la carga muerta propia del aparato, que será el peso del mecanismo de carga, cuando aplique carga normal nula. En ocasiones esta carga muerta se balancea con un mecanismo apropiado.
3. Colóquese la muestra en la caja del aparato. Ésta debe tener un espesor del orden de 1 a 2 cm. Espesores mayores acentúan el fenómeno de falla progresiva y hacen que se obtengan resistencias menores. La

superficie de la muestra deberá nivelarse cuidadosamente con un aditamento apropiado.

4. Se procede a saturar la muestra llenando el depósito de agua como se indica en la Figura 2.12.



Figura 2.12. Saturación de la muestra en el equipo de corte.

5. Colóquese una placa sobre el espécimen y, sobre ella, sitúese el mecanismo transmisor de presión normal.
6. Aplíquese la carga normal deseada.
7. Colóquense los extensómetros para medir las deformaciones normal y tangencial, anotando sus lecturas iniciales.
8. Verifíquese que no haya contacto entre los marcos fijo y móvil de la caja que contiene el suelo.
9. Iníciase el proceso de la aplicación de la carga tangencial a una velocidad de corte de 0.001 mm/min, haciendo lecturas de la carga aplicada y de las deformaciones normal y tangencial, a diversos tiempos. (prueba con deformación controlada).
10. El ensayo de corte directo consolidado drenado (lento) se basa en mantener una tasa de deformación baja, con el fin de que se disipe la presión de poro y se realice el corte con esfuerzos efectivos.

Para una prueba dada, el esfuerzo normal se calcula como:

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}}$$

El esfuerzo cortante resistente para cualquier desplazamiento cortante se calcula como:

$$\tau = \text{esfuerzo tangencial} = \frac{\text{fuerza cortante resistente}}{\text{área de la sección transversal del espécimen}}$$

11. En la prueba de corte directo lento con deformación controlada, se considera como esfuerzo cortante de falla, el correspondiente a una deformación tangencial unitaria del 3.5%

2.3.7. Ensayo triaxial consolidado-no drenado con medición de presión de poro en muestras compactadas y saturadas. [5]

Las pruebas de compresión triaxial se realizan con el propósito de determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos sujetos a esfuerzos cortantes, producidos cuando varían los esfuerzos principales que actúan sobre un espécimen cilíndrico del suelo de que se trate.

Para el desarrollo del ensayo triaxial se utilizara la cámara triaxial mostrada en la Figura 2.13.

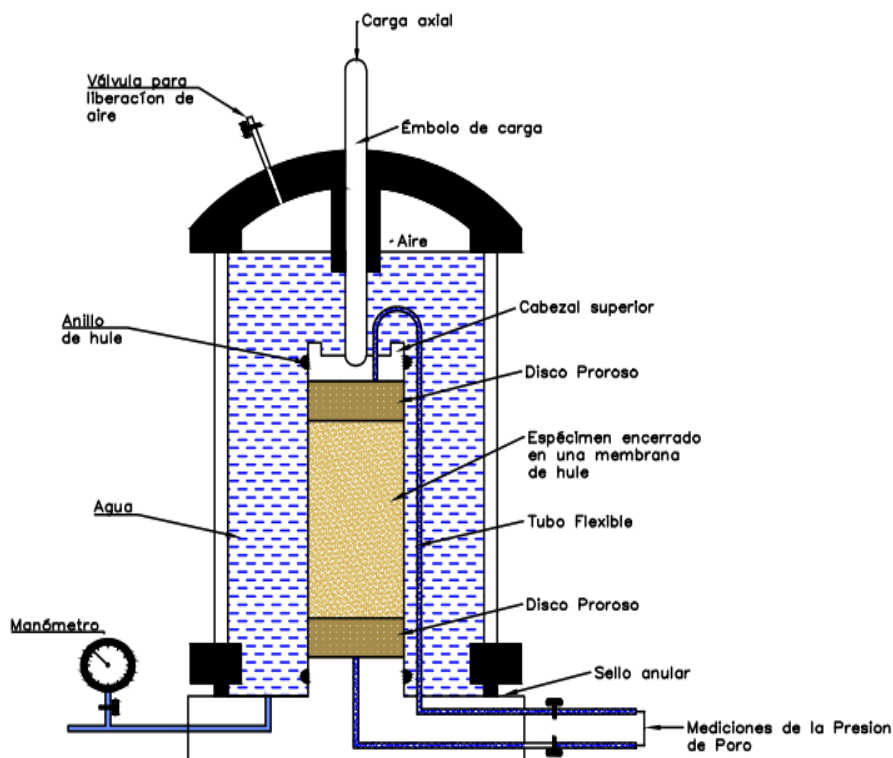


Figura 2.13. Máquina de Compresión Triaxial.



Preparación de la muestra

Primeramente se corta un fragmento prismático de suelo, usando segueta de alambre y guías apropiadas. Los extremos de ese fragmento deben cortarse también normalmente al eje del prisma. A continuación el fragmento se afina, usando un cortador vertical apropiado, hasta formar un espécimen cilíndrico de 3,6 cm de diámetro y de 10 cm de altura aproximadamente. El material sobrante de la afinación sirve para determinaciones del contenido de agua. Después se afina la altura del espécimen hasta su valor definitivo de 9 cm (lo cual da al espécimen una relación de esbeltez de 2.5). Cuidadosamente se coloca el espécimen en un recipiente hermético y se pesa, a fin de obtener su peso húmedo inicial. Dentro de un cilindro metálico de 4.5 cm de diámetro y 9 cm de altura se coloca una membrana apropiada, doblando hacia afuera sus extremos y expandiéndola, creando un vacío entre la membrana y el cilindro. En seguida este conjunto se coloca sobre el espécimen, cubriéndolo, se suspende el vacío, con lo que la membrana se aprieta en torno al espécimen y se retira el cilindro.

Los extremos libres de la membrana se doblan ahora hacia afuera sobre el espécimen. [5]

Armado del aparato en conjunto

1. Teniendo aun el cabezal de lucita colocado en su soporte en posición invertida, retírese la sección de hule con agua, quitando el exceso de agua que quede sobre la piedra porosa y póngase sobre esta la muestra envuelta en su membrana; la muestra se colocará también en posición invertida.
2. Desenróllese el extremo de la membrana en torno al cabezal, alisando las arrugas. Hecho esto, asegúrese esta posición enrollando un hilo elástico en torno a la parte de la membrana que cubre el cabezal.
3. Retírese la sección de hule con agua que se tenía colocada sobre la base de lucita. Suéltese el cabezal de su soporte e inviértase el conjunto



- cabezal y muestra, cuidadosamente, colocándolo sobre la base, de modo que la muestra quede en contacto con la piedra porosa.
4. Repítase la etapa (2) ahora con la base de lucita.
 5. Colóquese el cilindro de lucita que forma la cámara triaxial, en su lugar.
 6. Colóquese la base metálica superior de la cámara sobre el cilindro de lucita, centrando el vástago de carga axial cuidadosamente en el cabezal de lucita y verificando que los empaques de hule estén correctamente dispuestos.
 7. Asegúrese provisionalmente la placa metálica superior por medio de sus tuercas y luego en forma definitiva enroscándolas sucesivamente, de modo que la placa quede bien horizontal; las tuercas deben afianzarse solo con presión de mano.
 8. Conéctese la línea de presión al correspondiente orificio de la placa metálica superior y la línea del agua al orificio de la placa inferior. Llénese la cámara, permitiendo que un sobrante de agua entre a la línea de presión, a fin de expulsar el aire atrapado. Desconéctese ahora la línea del agua.
 9. Colóquese la cámara en el banco de soporte centrándola bien; ajústese el marco de carga sobre ella y también el extensómetro.
 10. Conéctese la línea de presión a un tanque regulador con su válvula de salida cerrada. Ajústese la presión del tanque al valor que se desee tener en la cámara. Mídase y anótese la diferencia de carga (ΔH) entre los niveles del agua en la bureta y en la línea de presión; esta diferencia de carga debe ser deducida del valor señalado por el manómetro del tanque regulador para obtener la presión en la cámara.
 11. Póngase en la ménsula de carga el peso suficiente para que el vástago se apoye en el cabezal de lucita, venciendo al empuje hidrostático hacia arriba que produce el agua a presión que actuara en el interior de la cámara.
 12. Abrase la válvula de salida del tanque regulador, aplicando así la presión deseada al agua en la cámara.



13. Con las válvulas B y C cerradas, ábrase la A y, entreabriendo la válvula D, bájese el nivel del agua en la bureta hasta la lectura cero en su escala. Ciérrase la válvulas A y D y ábranse entonces las B y C.
14. Ajústese el extensómetro a la lectura cero.
15. Para evitar que al fallar la muestra se produzca una deformación excesiva, perjudicial para las observaciones, colóquese en el suelo bajo la ménsula de carga un tope, que deje un espacio de 2.5 cm, aproximadamente, entre su extremo y la muestra.

De esta manera el aparato está ahora en posición y la muestra lista para hacer la prueba.

Procedimiento para la prueba consolidada rápida. [5]

a) Etapa de consolidación.

Las lecturas iniciales durante esta primera etapa necesitan dos operadores; uno para leer el extensómetro y registrar los datos y el otro para leer las variaciones de nivel en la bureta. Por lo demás, las manipulaciones deberán ajustarse a lo que sigue:

1. En un cierto tiempo registrado, se abre la válvula A completamente.
2. Se toman lecturas simultaneas del extensómetro y la bureta, en tiempos de 15 seg, 30 seg, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 1 h, 2h, 4h, etc., después de haberse iniciado el proceso de consolidación, por abrirse la válvula A.
3. Trácese gráficas semi-logarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos (escala logarítmica), simultáneamente al proceso de consolidación.
4. Al llegar al 100% de consolidación primaria, lo cual se nota por definirse tramos rectos en las curvas de consolidación, pero en ningún caso antes de 24 h, se cierra la válvula A.

b) Etapa de carga axial y falla.

1. Hágase actuar cargas sobre la ménsula, colocando los incrementos con intervalos de un minuto, obteniendo las lecturas del extensómetro



- correspondientes a cada incremento cinco segundos antes de agregar el siguiente incremento.
2. El peso de cada incremento será un décimo de la carga de falla prevista. Según la muestra se vaya acercando a la falla, deberá ser cuidadosamente observada tomándose nota del desarrollo de grietas, abultamientos, pérdidas de verticalidad, etc. A veces es deseable disminuir la magnitud de los incrementos de carga a la mitad, cerca de la falla; en este caso los intervalos en que actúan los incrementos se reducirán también a medio minuto.
 3. Después de que el espécimen haya fallado o de que su deformación axial sobrepase el 25-30% cesa el proceso de incrementar la carga, se quita la presión de la cámara, se retiran las pesas de la ménsula y se quita el extensómetro.
 4. Mediante un aditamento especial se mide la presión de poro en el interior de la muestra, a partir del momento en que se cierra la válvula de drenaje y comienza a generarse la componente de consolidación de la presión de poro, μ_c .
 5. El valor de μ_c se registra en el instante de la falla de la muestra.



3. RESULTADOS Y ANALISIS COMPARATIVOS.

La caracterización del material de la Presa Chojampe 2, correspondiente a la trinchera 3, con una profundidad de 2 a 6 m, ha sido realizada por medio de varios ensayos, como se explicó en la metodología de este trabajo, para determinar así las propiedades físicas y mecánicas de este material.

La determinación de los parámetros de resistencia a cortante son requisitos indispensables para el diseño de los taludes de las Presas de Tierra del Proyecto PACALORI.

3.1. Propiedades Físicas y Mecánicas del Suelo.

3.1.1. Humedad Natural.

Según el ensayo realizado, basado en la norma de la ASTM D2216-80, se determinó un promedio de la humedad natural del material, dando un valor del 42%, como se indica en la Tabla 3.1.

Según el ensayo realizado, basado en la norma de la ASTM D2216-80, se determinó un promedio de la humedad natural del material, dando un valor del

N° Tarro	Peso Humedo(gr)	Peso Seco(gr)	Peso Tarro(gr)	% Humedad	% Humedad
190	97.5	83.3	49.5	42.01	42
63	81.3	69.2	40.7	42.46	
18	85.4	72	40.6	42.68	

42%,

Tabla 3.1. Humedad del material.

Esta humedad natural se considera alta, propia de suelos arcillosos y tendrá una influencia decisiva en la compactación económica de las cortinas de las Presas de Tierra del Proyecto PACALORI.

3.1.2. Gravedad Específica.

La Gravedad Específica se determinó, mediante la Norma ASTM 854-58, resultando un valor promedio de 2.71, como se ve en la Tabla 3.2, para el material analizado.

Matraz	P. Matraz+ Agua(gr)	Despues del Baño María	P. Matraz + Agua+Material(gr)	Peso Material Matraz(gr)	Gravedad Especifica	Promedio
A1	672.9		724.1	81.46	2.69	2.71
A2	669.4		799.1	205.16	2.72	

Tabla 3.2. Gravedad Especifica promedio del suelo.

3.1.3. Granulometría por Cribado.

Aplicando La Norma ASTM D422, se realizó al suelo un ensayo de granulometría por cribado, cuyos resultados se muestran en la Tabla 3.3 y en la Figura 3.1. Se observa que se trata de un suelo fino, con 97.04% que pasa el tamiz N°200 y solamente un 2.96% de arena.

Aplicando La Norma ASTM D422, se realizó al suelo un ensayo de granulometría por cribado, cuyos resultados se muestran en la Tabla 3.3 y en la Figura 3.1. Se observa que se trata de un suelo fino, con 97.04% que pasa el tamiz N°200 y solamente un 2.96% de arena.

GRANULOMETRIA				
Tamíz	Peso Retenido(gr)	Peso Retenido Acumulado(gr)	% Reteni	% Que Pasa
N°10	1	1	0.05	99.95
N°40	9.4	10.4	0.52	99.48
N°100	29.1	39.5	1.975	98.025
N°200	18.2	57.7	2.885	97.115
PASAN°200	1.5	59.2	2.96	97.04
TOTAL	59.2			
P. SECO		2000 gr		
P. DESP. ENS		59.2 gr		

Tabla 3.3. Análisis granulométrico del suelo.

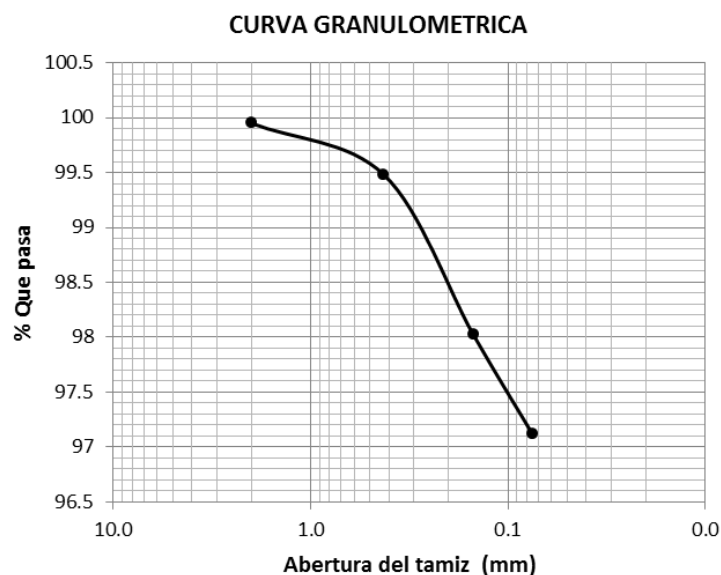


Figura 3.1. Curva granulométrica.

3.1.4. Límites de Consistencia o de Atterberg.

- **Límite Líquido, LL.**

Los resultados del ensayo de Límite Líquido, según la Norma ASTM D-4318, a una muestra de suelo, fue del 81%, como se observa en la Tabla 3.4

LIMITE LIQUIDO						
N° Tarro	N° Golpes	Peso Húmedo(gr)	Peso Seco(gr)	Peso Tarro(gr)	Humedad Promedio ω (%)	Límite Líquido(%)
172	55	67.9	60	50.1	79.80	81
15		63.8	55.3	44.7	80.19	
5	13	61.1	52.5	42.8	88.66	
77		59.8	51.5	42	87.37	
54	30	57.4	50.6	41.8	77.27	
63		59.3	51	40.7	80.58	
190	27	65.8	58.6	49.5	79.12	
25		59.9	51.2	40	77.68	

Tabla 3.4. Resultado del ensayo de Límite Líquido.

- **Límite Plástico, LP.**

Los resultados del ensayo de Límite Plástico según la Norma ASTM D4318, a una muestra de suelo, fue del 66%, como se puede observar en la Tabla 3.5.

LIMITE PLASTICO					
N° Tarro	Peso Húmedo(gr)	Peso Seco(gr)	Peso Tarro(gr)	Humedad Promedio ω (%)	Límite Plástico(%)
62	57	52	44.4	65.79	66
18	49.7	46.1	40.6	65.45	

Tabla 3.5. Resultado del ensayo de Límite Plástico.

- **Índice Plástico, IP.**

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico nos da el índice de plasticidad del material, $IP = LL - LP$, resultando un valor de 15%.

3.1.5. Clasificación del Suelo.

Con los resultados de los ensayos de granulometría y plasticidad se procedió a clasificar el suelo por el Sistema Unificado de Clasificación del Suelo(SUCS), resultando que se trata de un suelo fino, MH, denominado Limo Elástico Arenoso.

3.1.6. Ensayo Próctor Estándar.

Los resultados del Ensayo Próctor Estándar aplicando la Norma ASTM D698-91, se muestran en la Tabla 3.6 y en la Figura 3.2

Puntos	1	2	3	4	5	6
Peso Específico Seco γ_d (kN/cm^3)	10.32	10.81	11.25	11.79	11.68	11.02
Humedad Óptima ω (%)	40.63	42.27	43.38	44.40	47.03	48.22

Tabla 3.6. Datos para graficar la curva de compactación.

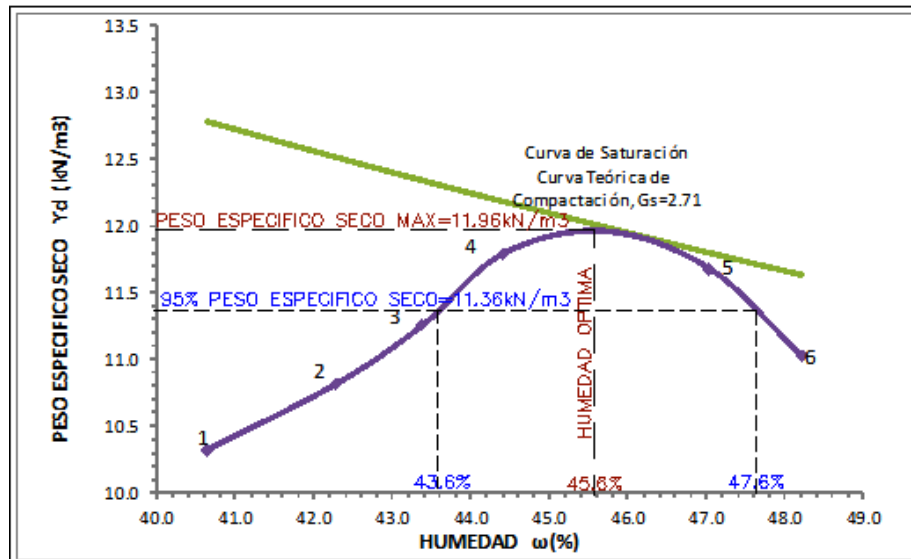


Figura 3.2. Curva de compactación y Curva de saturación.

Los resultados obtenidos del Próctor Estándar son: humedad óptima del 45.6% con la que se alcanza un peso específico seco máximo de $11.96kN/m^3 \approx 12.00kN/m^3$.

3.1.7. Corte Directo Lento.

Con el material extraído de la trinchera N°3, del préstamo C-3, de la Presa Chojampe 2, se compactan 3 muestras de suelo, con humedades y pesos específicos, húmedos y secos, que se muestran en la Tabla 3.7 y en la Figura 3.3. También se muestran en ellas la saturación inicial de las muestras compactadas.

Muestra	Condiciones Iniciales			
	ω (%)	$\gamma_d(kN/m^3)$	$\gamma_f(kN/m^3)$	S (%)
1	42	11.16	15.90	82
2	44	11.41	16.47	89
3	48	11.60	17.13	98

Tabla 3.7. Condiciones iniciales de las muestras a ensayarse en el Corte Directo Lento.

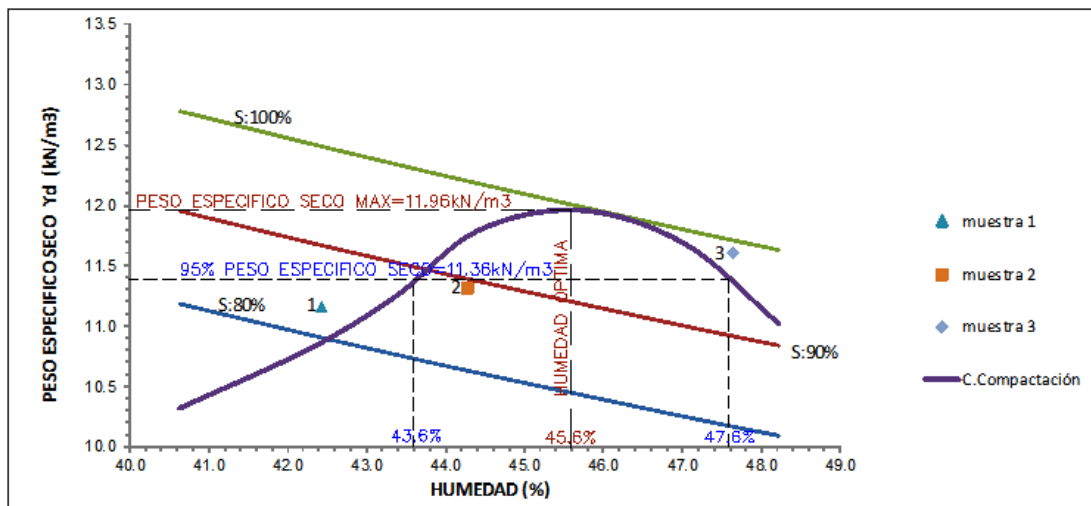


Figura 3.3. Ubicación de las 3 muestras y sus condiciones iniciales en la curva de compactación.

De cada una de estas 3 muestras compactadas, se tomaron 3 especímenes para ser ensayados, previa saturación, en el equipo de corte directo lento, con esfuerzo normal sobre el plano de falla de $\sigma_n = 1.11 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_n = 2.22 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_n = 4.44 \text{ kg/cm}^2$. Estos esfuerzos normales fueron aplicados el tiempo requerido, hasta alcanzar la consolidación de las muestras, para ese esfuerzo normal. Posterior a la consolidación de los especímenes se procedió a aplicar la fuerza tangencial, a una velocidad de deformación tangencial que garantizará la no generación de la componente de consolidación de la presión de poro ($\mu_c = 0$). Para garantizar lo anterior y obtener la envolvente de falla lenta o consolidada-drenada, se aplicó una velocidad de deformación en el equipo de corte directo de $v = 0.001 \text{ mm/min}$. De esta forma se obtuvo, para cada uno de los 3 especímenes, la curva esfuerzo vs deformación tangencial

- Ensayo Corte Directo Lento (muestra compactada N°1).

Las curvas esfuerzo-deformación tangencial, de cada uno de los 3 especímenes de la muestra compactada N°1, se muestra en la Figura 3.4

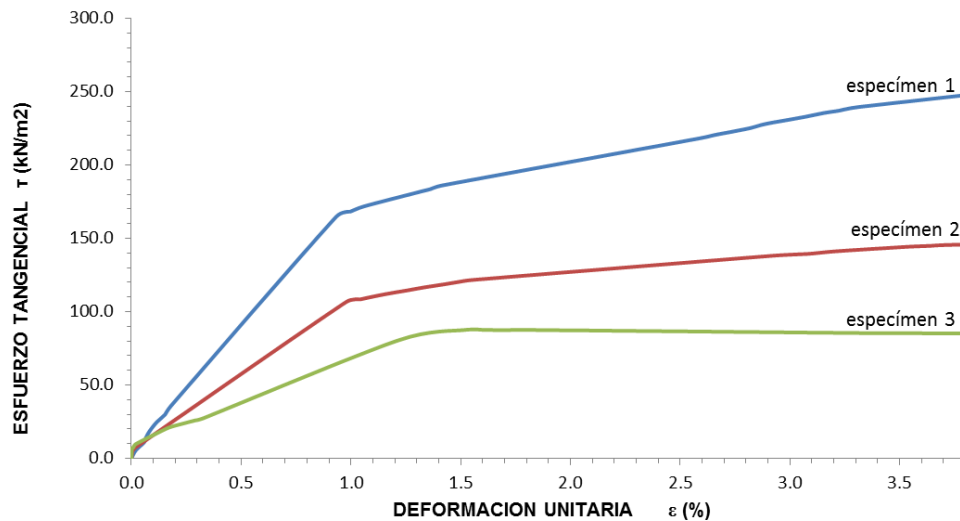


Figura 3.4. Curva Esfuerzo Tangencial vs Deformación Tangencial Unitaria, (muestra compactada N°1).

Teniendo en cuenta que las curvas presentadas en la Figura 3.4 representan fallas de tipo plástico, se determinó como esfuerzo cortante de falla, en cada uno de los especímenes ensayados, el correspondiente a una deformación tangencial unitaria del 3.5%; los resultados se muestran en la Tabla 3.8

El cálculo de los valores c y ϕ en tensiones efectivas (ensayo consolidado-drenado) se muestran en la referida Tabla 3.8 y en la Figura 3.5, donde se representa la envolvente de falla o rotura en tensiones efectivas, para el suelo ensayado correspondiente a la muestra compactada N°1.

Especimen #	Esfuerzo Normal σ (kN/m ²)	Esfuerzo Cortante τ (kN/m ²)	$\tau = c + \sigma \tan \phi$	
			c (kPa)	ϕ (°)
1	110.82	87.52	38.23	24.26
2	225.82	144.16		
3	451.64	242.23		

Tabla 3.8. Parámetros de Resistencia a Cortante en Tensiones Efectivas, (muestra compactada N°1).

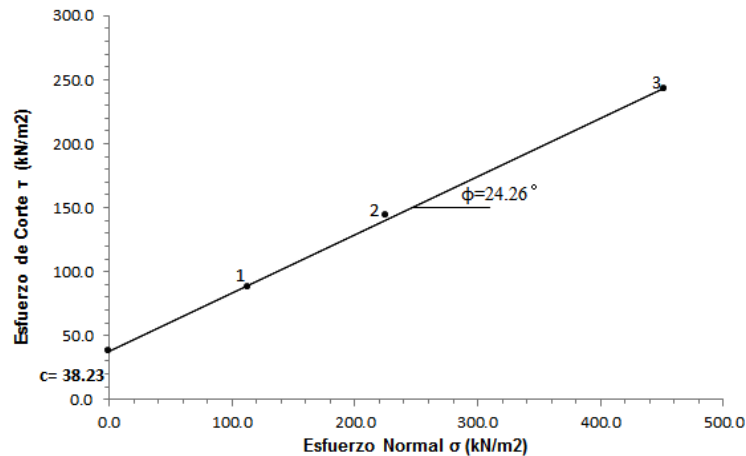


Figura 3.5. Envolvente de falla consolidad-drenada, (muestra compactada N °1).

- Ensayo Corte Directo Lento (muestra compactada N°2).

Las curvas esfuerzo-deformación tangencial, de cada uno de los 3 especímenes de la muestra compactada N°2, se muestra en la Figura 3.6

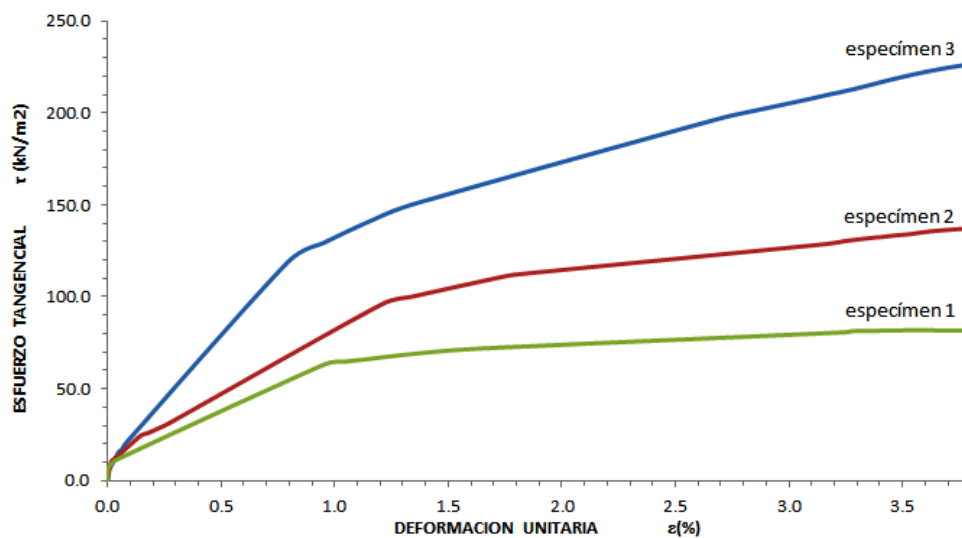


Figura 3.6. Curva Esfuerzo Tangencial vs Deformación Tangencial Unitaria, (muestra compactada N °2).

Teniendo en cuenta que las curvas presentadas en la Figura 3.6 representan fallas de tipo plástico, se determinó como esfuerzo cortante de falla, en cada uno de los especímenes ensayados, el correspondiente a una deformación tangencial unitaria del 3.5%; los resultados se muestran en la Tabla 3.9

El cálculo de los valores c y ϕ en tensiones efectivas (ensayo consolidado-drenado) se muestran en la referida Tabla 3.9 y en la Figura 3.7, donde se representa la envolvente de falla o rotura en tensiones efectivas, para el suelo ensayado correspondiente a la muestra compactada N°2.

Especímen #	Esfuerzo Normal σ (kN/m ²)	Esfuerzo Cortante T (kN/m ²)	$\tau = c + \sigma \tan \phi$	
			c kPa	ϕ (°)
1	112.82	81.40		
2	225.82	133.38	39.26	21.71
3	451.64	217.72		

Tabla 3.9. Parámetros de Resistencia a Cortante en Tensiones Efectivas, (muestra compactada N°2).

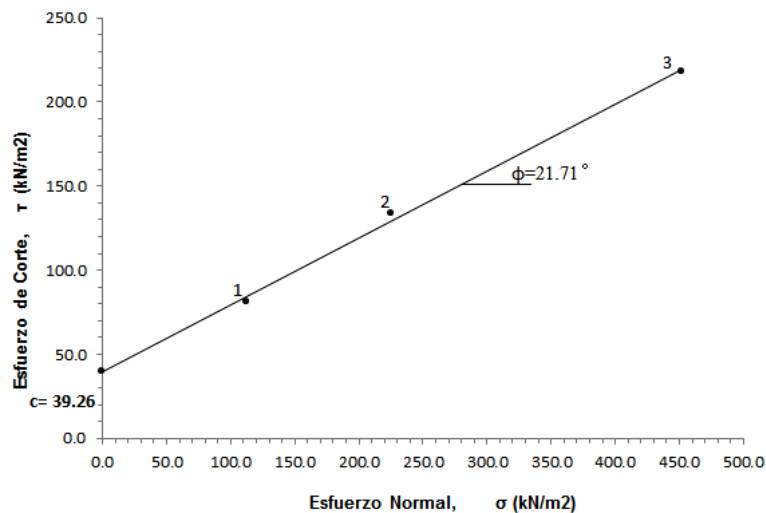


Figura 3.7. Envolvente de falla consolidada-drenada, (muestra compactada N°2).

- Ensayo Corte Directo Lento (muestra compactada N°3).

Las curvas esfuerzo-deformación tangencial, de cada uno de los 3 especímenes de la muestra compactada N°2, se muestra en la Figura 3.8.

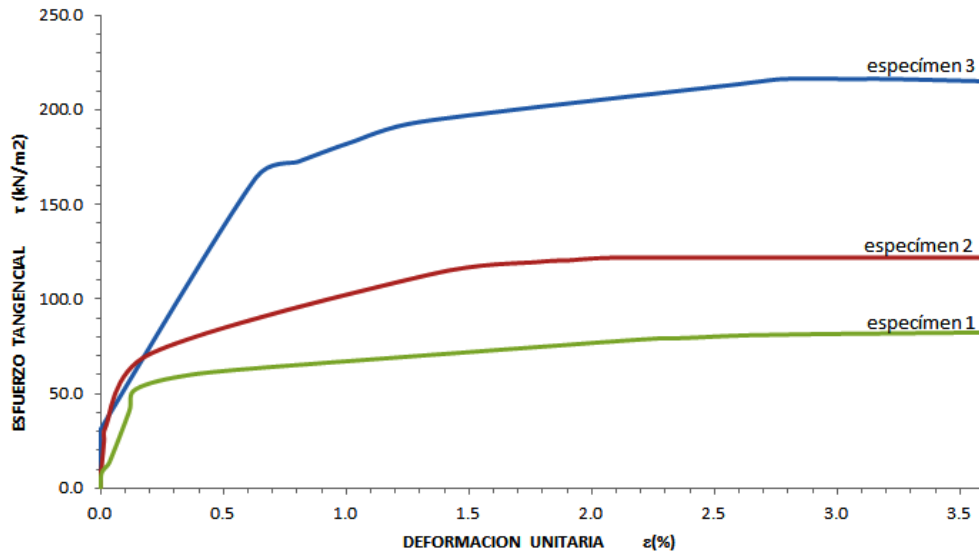


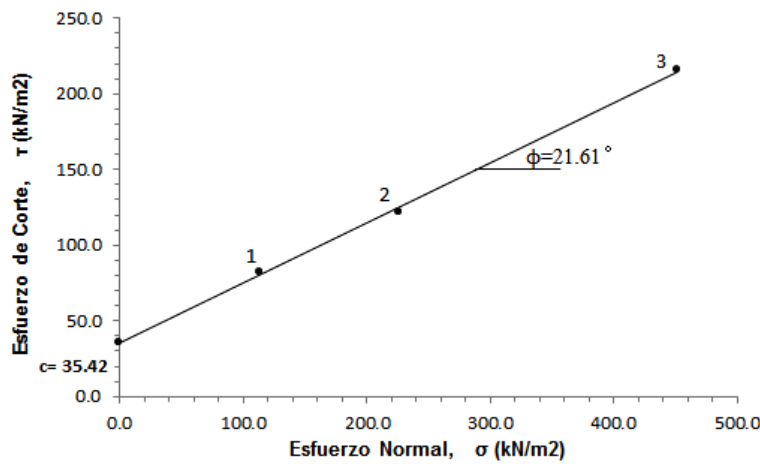
Figura 3.8. Curva Esfuerzo Tangencial vs Deformación Tangencial Unitaria, (muestra compactada N°3).

Teniendo en cuenta que las curvas presentadas en la Figura 3.8 representan fallas de tipo plástico, se determinó como esfuerzo cortante de falla, en cada uno de los especímenes ensayados, el correspondiente a una deformación tangencial unitaria del 3.5%; los resultados se muestran en la Tabla 3.10.

El cálculo de los valores c y ϕ en tensiones efectivas (ensayo consolidado-drenado) se muestran en la referida Tabla 3.10 y en la Figura 3.9, donde se representa la envolvente de falla o rotura en tensiones efectivas para el suelo ensayado correspondiente a la muestra compactada N°3.

Especímen #	Esfuerzo Normal σ (kN/m ²)	Esfuerzo Cortante τ (kN/m ²)	$\tau = c + \sigma \tan \phi$	
			c (kPa)	ϕ (°)
1	112.92	82.19		
2	225.85	121.86	35.42	21.61
3	451.70	215.41		

Tabla 3.10. Parámetros de Resistencia a Cortante en Tensiones Efectivas, (muestra compactada N°3).



- Resumen de los Ensayos de Corte Directo Lento.

En la Tabla 3.11, se resumen los resultados del ensayo de corte directo lento, sobre las tres muestras compactadas, en la Figura 3.10 se muestran las 3 envolventes de falla o rotura consolidada-drenada.

Muestra	Condiciones Iniciales				Esf. Normal σ_n (kN/m ²)	Esf. Tangencial τ_n (kN/m ²)	Resultado		Observaciones
	ω (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_f (kN/m ³)	S(%)			c (kPa)	ϕ°	
1	42	11.16	15.90	82	113	88	38	24	velocidad de deformación 0.001mm/min
					226	144			
					452	242			
2	44	11.41	16.47	89	113	81	40	22	velocidad de deformación 0.001mm/min
					226	133			
					452	218			
3	48	11.60	17.13	98	113	82	35	22	velocidad de deformación 0.001mm/min
					226	122			
					452	215			

Tabla 3.11. Resumen de resultados obtenidos a partir del análisis del ensayo de corte directo lento.

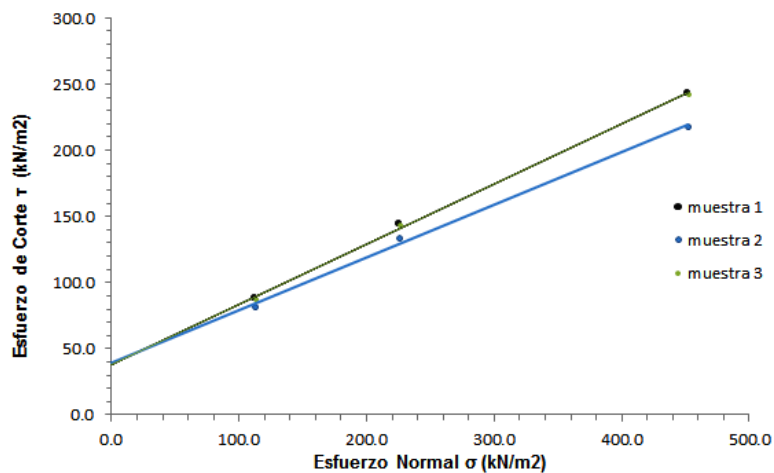


Figura 3.10. Envolventes de los ensayos de corte directo lento.



Como se observa, los parámetros de resistencia al corte en condiciones drenadas de este suelo fino, clasificado por el SUCS como MH, presenta valores muy similares para un rango de humedad y saturación inicial amplia. La razón debe estar en que, cuando la muestra se consolida tiende a una saturación elevada $\approx 100\%$, lo que conlleva a una resistencia a cortante similar en condiciones drenadas, propia de los suelos finos (limos y arcilla).

3.1.8. Ensayo Triaxial Consolidado-No Drenado Con Medición de Poros.

Los ensayos triaxiales, consolidado-no drenado, con medición de presión de poro, fueron realizados con muestras tomadas de las perforaciones situadas a una profundidad similar a las de las muestras utilizadas en el ensayo de corte directo lento, (consolidado-drenado). De esta manera, consideramos que el suelo estudiado en el triaxial presenta características físicas y mecánicas semejantes al suelo de la calicata 3, trinchera 3 de la presa Chojampe 2, utilizado en el ensayo de corte directo lento.

Considerando que las presas de tierra, Chojampe 2 y Chojampe, se encuentran en la misma cuenca del río Chojampe y que los suelos de ambas planicies aluviales presentan las mismas características físicas, dadas por la clasificación MH, asumimos que los resultados de los ensayos triaxial consolidado-no drenado, con medición de presión de poros, proporcionarían envolventes consolidada-drenada que pueden ser comparadas con las envolventes consolidada-drenada (lenta) de los ensayos de corte directo lento en muestras compactadas: (alteradas).

A continuación se muestran los resultados de las envolventes de falla o rotura consolidada-drenada, CD, o lenta, obtenidas de los ensayos triaxiales consolidado-no drenado, con medición de presión de poros, sobre muestras inalteradas, previamente saturadas, tomadas a profundidades menores a 5 metros en perforaciones realizadas en la zona del cierre y estación de bombeo de las presas Chojampe 2 y Chojampe. Ver Tablas 3.12, 3.13 y 3.14.



PRESA: CHOJAMPE 2
 PERFORACION: P-1
 MARGEN DERECHA
 PROFUNDIDAD: 3-3.50m
 TIPO DE SUELO(SUCS): MH

Especímen	CONDICIONES INICIALES					Parametros de Resistencia a Cortante	
	Humedad Inicial $\omega(\%)$	Peso Específico Humedo $\gamma_f(kN/m^3)$	Peso Específico Seco $\gamma_d(kN/m^3)$	Grado de Saturación Inicial(%)	Gravedad Especifica	$c_{CD}(kPa)$	$\phi_{CD}(^\circ)$
1	40.5	17.55	12.48	96.9	2.72	65.17	23.62
2	42.2	17.55	12.35	98.9	2.72		
3	43	17.55	12.26	99.2	2.72		

Tabla 3.12. Parámetros de la envolvente consolidada-drenada. Perforación P-1 de la presa Chojampe 2.

PRESA: CHOJAMPE
 PERFORACION: P-6
 EJE PRESA
 PROFUNDIDAD: 4-4.50m
 TIPO DE SUELO(SUCS): MH

Especímen	CONDICIONES INICIALES					Parametros de Resistencia a Cortante	
	Humedad Inicial $\omega(\%)$	Peso Específico Humedo $\gamma_f(kN/m^3)$	Peso Específico Seco $\gamma_d(kN/m^3)$	Grado de Saturación Inicial(%)	Gravedad Especifica	$c_{CD}(kPa)$	$\phi_{CD}(^\circ)$
1	49.63	17.85	11.93	100.0	2.72	38.25	20.81
2	47.24	17.53	11.92	100.0	2.72		
3	41.04	17.51	12.42	100.0	2.72		

Tabla 3.13. Parámetros de la envolvente consolidada-drenada. Perforación P-6 de la presa Chojampe.

PRESA: CHOJAMPE
 PERFORACION: P-4
 ESTACION DE BOMBEO
 PROFUNDIDAD: 3.50-4.00m
 TIPO DE SUELO(SUCS): MH

Especímen	CONDICIONES INICIALES					Parametros de Resistencia a Cortante	
	Humedad Inicial $\omega(\%)$	Peso Específico Humedo $\gamma_f(kN/m^3)$	Peso Específico Seco $\gamma_d(kN/m^3)$	Grado de Saturación Inicial(%)	Gravedad Especifica	$c_{CD}(kPa)$	$\phi_{CD}(^\circ)$
1	60.04	17.51	10.94	100.0	2.72	30.4	18.26
2	57.13	17.45	11.1	100.0	2.72		
3	65.8	17.25	10.4	100.0	2.72		

Tabla 3.14. Parámetros de la envolvente consolidada-drenada. Perforación P-4 de la presa Chojampe.



Como se observa, los resultados de los parámetros c_{CD} y ϕ_{CD} de las envolventes de falla o rotura de las 3 muestras inalteradas ensayadas en la prueba triaxial consolidada-no drenada, con medición de la presión de poros, previamente saturadas, son muy similares. La razón de esta similitud, al igual que las obtenidas en el ensayo de corte directo lento, se debe a que pertenece a suelos finos (MH) en condiciones de saturación.



4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Como se observa en las Tablas 3.8, 3.9, y 3.10, resultados de los ensayos de corte directo lento, y en las Tablas 3.12, 3.13 y 3.14, resultados de los ensayos triaxiales consolidado-no drenado, con medición de presión de poros, los parámetros de resistencia a cortante, en condiciones consolidado-drenado (lento), son muy similares, aún cuando se trate de muestras compactadas (remoldeadas) e inalteradas. La razón se debe a que la estructura del suelo, a las cuales tiende en los procesos de consolidación y saturación de las muestras, previas al corte, son similares, tal y como se establece en la Mecánica de Suelos Saturados, cuando tenemos condiciones drenadas donde la componente de consolidación de la presión de poro, u_c , se hace cero. Con esta conclusión se da respuesta al Objetivo General de este trabajo.
- Los objetivos específicos planteados, en esta tesis se encuentran desarrollados en el interior del documento, donde se muestran los resultados alcanzados en los ensayos de humedad, granulometría, densidad específica, límites de consistencia, compactación Proctor Estándar, corte directo lento y triaxial consolidado-no drenado, con medición de presión de poro.
- Aunque los resultados obtenidos, utilizando las pruebas de corte directo lento y las de compresión triaxial consolidado-no drenado, con medición de presión de poro, son similares en este caso de suelo fino MH, habría que analizar para la selección de uno u otro equipo, el aspecto económico, que no estaba en el propósito de esta tesis; si bien el equipo de corte directo lento es menos sofisticado y manual que el equipo triaxial con medición de presión de poros, el tiempo requerido con el primero mencionado es mucho mayor. En los trabajos realizados con



este suelo MH, el tiempo de corte con el equipo de corte directo lento para alcanzar una deformación unitaria de 3.5 % fue de casi 100 horas.

Recomendaciones

- Los valores aquí obtenidos, de la envolvente consolidada-drenada mediante el ensayo de corte directo lento, con muestras compactadas en condiciones similares a las que se alcanzarán en las cortinas de las presas de tierra del Proyecto PACALORI, pueden ser utilizadas en el cálculo de estabilidad de taludes de dichas presas, en las etapas “final de construcción”, “operación” y “desembalse rápido”, haciendo un análisis en tensiones efectivas, como se exige en las normas de diseño de presas de tierra.



BIBLIOGRAFIA

[1] PROMAS. « Informe Componente Geología y Geotecnia. Fase de factibilidad.» Capitulo VII, Cuenca, Ecuador, 2014.

[2] ARMAS NOVOA, Rolando y Evelio HORTA. « Presas de Tierra.» La Habana, Cuba: Félix Varela, 2010. 453 págs.

[3] PROMAS. « Informe Final: Diseños Definitivos Documentos técnicos para la construcción del proyecto PACALORI Presa Chojampe 2.» Cuenca, Ecuador, 2015.

[4] ARMAS NOVOA, Rolando. « Compactación de suelos.» La Habana, Cuba. 2002.

[5] Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. «Fundamentos de la Mecánica de Suelos >>. México: Limusa S.A. de C.V. (2004).

[6] DAS, Braja M. «Fundamentos de ingeniería geotécnica.» California State University, Sacramento: THOMSON LEARNING, 1999.



ANEXOS, ENSAYOS DE LABORATORIO.

PROYECTO <u>PACALORI</u> UBICACIÓN <u>PROVINCIA DE LOS RIOS</u> DESCRIPCION DEL MATERIAL <u>MATERIAL PRESA CHOJAMPE 2, MATERIAL 2-6m</u> FECHA <u>18 DE SEPTIEMBRE DEL 2014</u>						LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES, FACULTAD DE INGENIERIA.						
ENSAYO DE CLASIFICACIÓN CODIGO: L.S.-8018												
FECHA: Septiembre de 2014												
GRANULOMETRIA						HUMEDAD NATURAL						
Tamíz	Peso Retenido	Peso Retenido	% Retenid	% Que Pasa	% Especific	N° Tarro	N° Golpes	Peso Humedo	Peso Seco	Peso Tarro	% De Humedad	% Promedio
3"						190		97.5	83.3	49.5	42.01	41.96
2 1/2"						63		81.3	69.2	40.7	42.46	
2"						25		85.4	72.3	40.1	40.68	
1 1/2"						18		85.4	72	40.6	42.68	
3/4"						LIMITE LIQUIDO						
1/2"						172	55	67.9	60	50.1	79.80	81.33
3/8"						15		63.8	55.3	44.7	80.19	
N°4						5	13	61.1	52.5	42.8	88.66	
PASA N°4						77		59.8	51.5	42	87.37	
N°8						54	30	57.4	50.6	41.8	77.27	
N°10	1.00	1	0.05	99.95		63		59.3	51	40.7	80.58	
N°40	9.40	10.40	0.52	99.48		190	27	65.8	58.6	49.5	79.12	
N°100	29.10	39.50	1.975	98.025		25		59.9	51.2	40	77.68	
N°200	18.20	57.70	2.885	97.115		LIMITE PLASTICO						
PASA*200	1.50	59.20	2.96	97.04		62		57	52	44.4	65.79	65.62
TOTAL	59.20					18		49.7	46.1	40.6	65.45	

P. SECO= 2000 gr P. DESP. ENSAYO= 59.2 gr	CURVA GRANULOMETRICA
--	----------------------

CLASIFICACIÓN			
SUCS	MH	HUMEDAD NATURAL:	42.0 %
	Limo	LIMITE LIQUIDO:	81.33 %
	Orgánico	INDICE PLASTICO:	15.71 %
		Gs:	2.71

Observaciones: _____

René Patricio Rodas

María Augusta Torres.





PROYECTO		PACALORI																									
UBICACIÓN		PROVINCIA DE LOS RIOS																									
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL		MATERIAL TOMADO DE CHOJAMPE 2, MEZCLADO DE 2-6m																									
FECHA		16 DE SEPTIEMBRE DEL 2014																									
COMPATACIÓN PROCTOR ESTÁNDAR																											
DATOS DEL MOLDE			CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO																								
Ensayo:	2		Peso del molde:	P. Mol. =	4330	gr																					
Molde:	#=	1	Peso del martillo:	P. Mart. =	12100	gr																					
Diametro:	φ=	10.1	Altura de caída:	Hc =	30.48	cm																					
Longitud:	H=	11.5	# de capas:	#=	3	capas																					
Area:	A=	80.08	Golpes por capa:	golpes/capa	25	gps																					
Volumen:	V=	920.90	Material pasante:	#=	4	Tamiz																					
Gravedad Específica	2.71																										
EIECUCION DEL ENSAYO																											
Muestra #:	1	2	3	4	5	6	7	8																			
W.MOL. + SUE. HUM. (g)	5595.00	5647.00	5693.00	5774.00	5815.00	5905.00	5903.00	5851.00																			
W. SUE. HUM. (g)	1265.00	1317.00	1363.00	1444.00	1485.00	1575.00	1573.00	1521.00																			
HUMEDAD PROM. (%)	38.02	38.96	40.63	42.27	40.63	42.27	43.38	47.03																			
PESO ESPECIFICO HUMEDO (kN/m ³)	13.74	14.30	14.80	15.68	16.13	17.10	17.08	16.52																			
PESO ESPECIFICO SECO (kN/m ³)	9.76	10.09	10.32	10.81	11.25	11.79	11.68	11.02																			
CURVA SATURACION	13.35	13.18	12.90	12.63	12.46	12.30	11.91	11.75																			
CONTENIDO DE HUMEDAD																											
MUESTRA #:	1		2		3		4		5		6		7		8												
CAPSULA:	62	54	18	160	77	41	36	38	158	150	5	67	74	192	15	25											
CAP + SUELO HUM (gr)	74.70	69.60	59.20	68.70	58.30	57.40	57.00	59.00	69.00	62.20	51.00	55.20	60.10	68.80	63.50	62.90											
CAP + SUELO SECO (gr)	66.39	61.97	54.00	63.61	53.60	52.16	52.09	52.77	63.15	57.19	48.49	51.38	55.56	62.91	55.97	55.50											
PESO DE CAP. (gr)	44.50	41.90	40.70	50.50	42.00	39.30	40.40	38.10	49.70	45.60	42.90	42.70	45.90	50.40	40.50	40.00											
PESO DE AGUA (gr)	8.31	7.63	5.20	5.09	4.70	5.24	4.91	6.23	5.85	5.02	2.51	3.82	4.54	5.89	7.53	7.40											
PESO DE SUELO SECO (gr)	21.89	20.07	13.30	13.11	11.60	12.86	11.69	14.67	13.45	11.59	5.59	8.68	9.66	12.51	15.47	15.50											
CONTENIDO DE HUM (%)	37.99	38.04	39.06	38.87	40.48	40.78	42.04	42.50	43.46	43.29	44.85	43.96	47.00	47.07	48.70	47.73											
HUMEDAD PROMEDIO (%)	38.02		38.96		40.63		42.27		43.38		44.40		47.03		48.22												
CURVA DE COMPACTACION																											
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">RESULTADOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;">Peso Unitario Maximo del Suelo Seco</td> </tr> <tr> <td>ρd máx =</td> <td style="text-align: center;">1220</td> <td style="text-align: center;">Kg/m³</td> </tr> <tr> <td>γd máx =</td> <td style="text-align: center;">12.20</td> <td style="text-align: center;">KN/m³</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;">Contenido óptimo de Humedad</td> </tr> <tr> <td>ωo=</td> <td style="text-align: center;">45.60</td> <td style="text-align: center;">%</td> </tr> </tbody> </table>										RESULTADOS			Peso Unitario Maximo del Suelo Seco			ρd máx =	1220	Kg/m ³	γd máx =	12.20	KN/m ³	Contenido óptimo de Humedad			ωo=	45.60	%
RESULTADOS																											
Peso Unitario Maximo del Suelo Seco																											
ρd máx =	1220	Kg/m ³																									
γd máx =	12.20	KN/m ³																									
Contenido óptimo de Humedad																											
ωo=	45.60	%																									
OBSERVACIONES:																											



PROYECTO:	PACALORI						
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS						
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 3, 2-6m						
FECHA:	5 NOVIEMBRE DE 2014						
CORTE DIRECTO LENTO 1. ESPECIMEN 1							ASTM D-3086
Características de la muestra							
Promedio lado (cm)	6,00	Humedad (%)	42,43				
Altura (cm)	2,00	Peso (gr)	124,10				
Area (cm ²)	36,00	Densidad hum (Kg/m ³)	1723,61				
Volumen (cm ³)	72,00	Densidad seca (Kg/m ³)	1210,11				
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0,001					
Carga normal vertical:	(Kg)=	40,000					
Esfuerzo Normal:	σ (kN/m ²)=	110,98					
Esfuerzo Cortante:	τ_c (kN/m ²)=	87,56					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.01 mm)	(x0.002 mm)	(Kgf)	(cm ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	%
0	0	0	0,000	36,000	0,000	108,97	0,00
12	0,15	1,4	2,572	35,999	7,006	108,97	0,00
27	0,3	1,5	2,613	35,998	7,118	108,97	0,01
42	0,55	1,8	2,737	35,997	7,457	108,98	0,01
62	1,15	3,8	3,564	35,993	9,711	108,99	0,02
200	9,5	13,1	7,410	35,943	20,217	109,14	0,16
252	12	15	8,195	35,928	22,370	109,19	0,20
312	14,6	16,5	8,815	35,912	24,073	109,23	0,24
377	17,4	18,1	9,477	35,896	25,892	109,28	0,29
422	19,4	19,2	9,932	35,884	27,144	109,32	0,32
1327	73,15	65,9	29,242	35,561	80,644	110,31	1,22
1656	90,8	71,7	31,641	35,455	87,519	110,64	1,51
1728	97,3	71,6	31,599	35,416	87,501	110,76	1,62
1785	103	71,5	31,558	35,382	87,471	110,87	1,72
1842	108,9	71,5	31,558	35,347	87,558	110,98	1,82
2779	202,6	68,4	30,276	34,784	85,359	112,77	3,38
2842	209,8	68,3	30,235	34,741	85,349	112,91	3,50
2909	215,4	68,2	30,193	34,708	85,315	113,02	3,59
2949	219,3	68,1	30,152	34,684	85,255	113,10	3,66
3091	233,9	67,9	30,069	34,597	85,237	113,39	3,90
3142	239,6	67,8	30,028	34,562	85,204	113,50	3,99
3201	246,1	67,5	29,904	34,523	84,948	113,63	4,10
3235	249	67,25	29,801	34,506	84,697	113,68	4,15
4227	347,9	64,7	28,746	33,913	83,129	115,67	5,80
4288	353,9	64,6	28,705	33,877	83,098	115,80	5,90
4362	361,2	64,6	28,705	33,833	83,206	115,95	6,02
4527	377,8	64,4	28,622	33,733	83,211	116,29	6,30
4602	385,1	64,2	28,539	33,689	83,078	116,44	6,42
4662	391,1	64,1	28,498	33,653	83,047	116,56	6,52
4733	397,1	64	28,457	33,617	83,015	116,69	6,62
5658	489	62,1	27,671	33,066	82,069	118,64	8,15

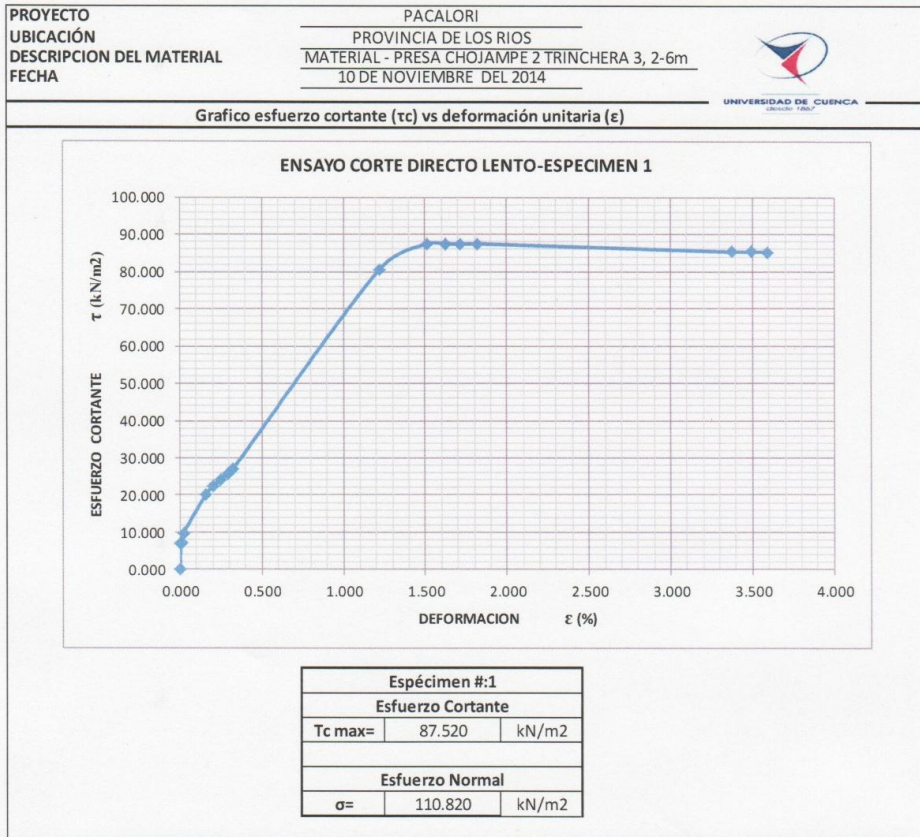
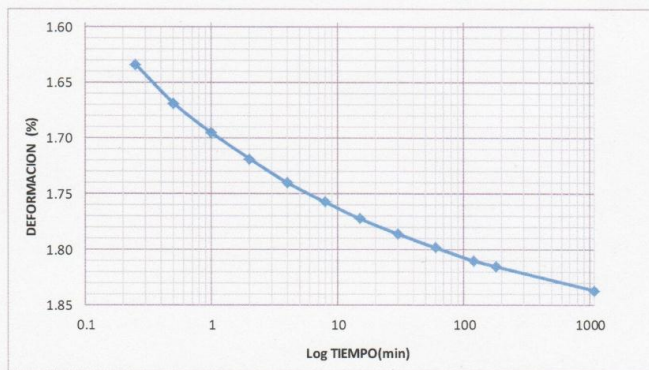



GRAFICO DE CONSOLIDACION, ESPECIMEN 1

TIEMPO(min)	DEFORMACION(mm)	deform(%)
0	0	0.00
0.25	490	0.98
0.5	500.5	1.001
1	508.5	1.017
2	515.5	1.031
4	522	1.044
8	527.2	1.0544
15	531.7	1.0634
30	535.8	1.0716
60	539.5	1.079
120	543	1.086
180	544.5	1.089
1097	551	1.102
1148	551	1.102
1200	551	1.102





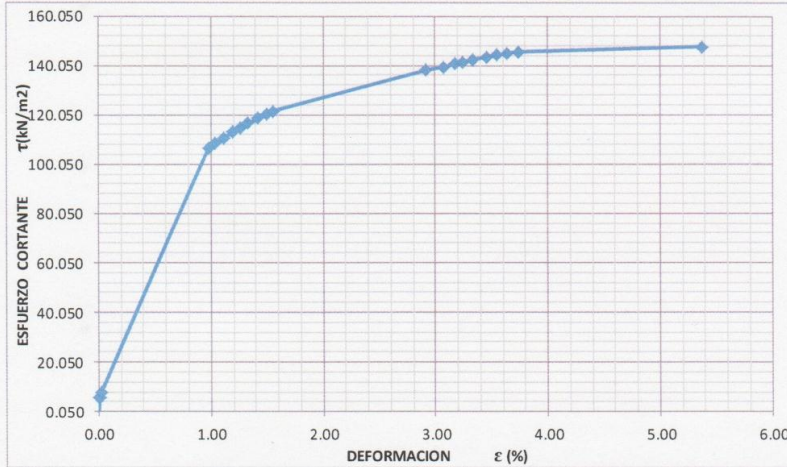
PROYECTO:	PACALORI			 UNIVERSIDAD DE CUENCA <i>creciendo Tbor</i>			
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS						
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 3, 2-6m						
FECHA:	19 DE NOVIEMBRE DE 2014						
CORTE DIRECTO 1, ESPECIMEN 2							
Características de la muestra							
Promedio lado (cm)	6,00	Humedad (%)	42,43				
Altura (cm)	2,00	Peso (gr)	121,50				
Area (cm ²)	36,00	Densidad humeda (Kg/m ³)	1687,50				
Volumen (cm ³)	72,00	Densidad seca (Kg/m ³)	1184,76				
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0,00100					
Carga normal vertical:	(Kg)=	80,000					
Esfuerzo Normal:	σ (kN/m ²)=	225,820					
Esfuerzo Cortante:	τ_c (kN/m ²)=	144,160					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.01 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	%
0	0	0,000	0,000	36,000	0,000	217,93	0,00
8	0,3	0,150	2,055	35,998	5,598	217,94	0,01
23	0,5	0,200	2,075	35,997	5,654	217,95	0,01
53	1,15	1,900	2,778	35,993	7,570	217,98	0,02
413	5	32,200	15,307	35,970	41,735	218,12	0,08
1387	58,7	88,900	38,753	35,648	106,612	220,09	0,98
1991	62,5	90,400	39,373	35,625	108,388	220,23	1,04
2047	67,1	92,500	40,241	35,597	110,864	220,40	1,12
2112	71,7	94,300	40,986	35,570	113,002	220,57	1,20
2167	75,5	95,600	41,523	35,547	114,558	220,71	1,26
2227	80	97,300	42,226	35,520	116,586	220,88	1,33
2297	85,4	99,000	42,929	35,488	118,635	221,08	1,42
2351	89,7	100,500	43,549	35,462	120,436	221,24	1,50
2397	93,2	101,500	43,963	35,441	121,652	221,37	1,55
3333	174,95	114,200	49,214	34,950	138,095	224,48	2,92
3934	184,6	115,100	49,587	34,892	139,370	224,85	3,08
3999	190,6	116,200	50,041	34,856	140,794	225,08	3,18
4046	194,8	116,800	50,290	34,831	141,594	225,25	3,25
4102	200	117,400	50,538	34,800	142,420	225,45	3,33
4176	207,2	118,200	50,868	34,757	143,531	225,73	3,45
4241	213	118,800	51,117	34,722	144,375	225,95	3,55
4298	218,2	119,100	51,241	34,691	144,856	226,16	3,64
4362	224,3	119,600	51,447	34,654	145,594	226,40	3,74
5325	322,3	119,300	51,323	34,066	147,750	230,30	5,37
5925	327,4	119,200	51,282	34,036	147,763	230,51	5,46
5994	333,8	119,100	51,241	33,997	147,811	230,77	5,56
6045	338,8	118,900	51,158	33,967	147,703	230,98	5,65
6105	345	118,800	51,117	33,930	147,745	231,23	5,75
6165	351,1	118,500	50,992	33,893	147,546	231,48	5,85



PROYECTO: PACALORI
 UBICACIÓN: PROVINCIA DE LOS RIOS
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m
 FECHA: 24 DE NOVIEMBRE DEL 2014



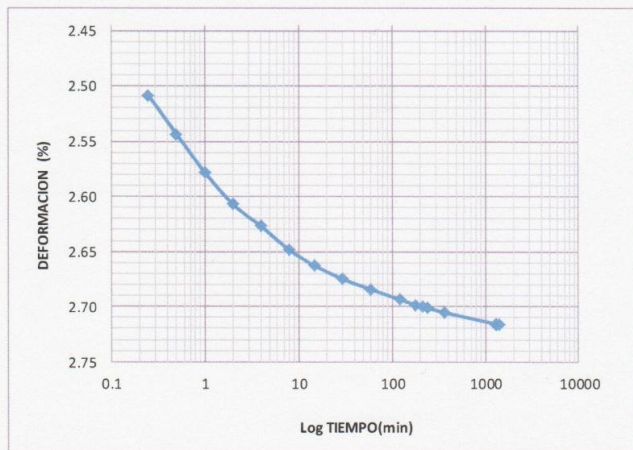
Grafico esfuerzo cortante (τ_c) vs deformación unitaria (ϵ)




Especimen #:2	
Esfuerzo Cortante	
Tc max=	144.160 kN/m2
Esfuerzo Normal	
σ =	225.820 KN/m2

GRAFICO DE CONSOLIDACION, ESPECIMEN 2

TIEMPO(min)	DEFORMACION(mm)	deform(%)
0	0	0.00
0.25	752.5	1.505
0.5	763	1.526
1	773.3	1.5466
2	782	1.564
4	788	1.576
8	794.5	1.589
15	798.8	1.5976
30	802.5	1.605
60	805.3	1.6106
120	808	1.616
180	809.5	1.619
216	810	1.62
240	810.3	1.6206
368	811.6	1.6232
1305	814.7	1.6294
1345	814.7	1.6294
1413	814.7	1.6294





PROYECTO:	PACALORI			 UNIVERSIDAD DE CUENCA <small>Desde 1867</small>			
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS						
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 3, 2-6m						
FECHA:	28 DE NOVIEMBRE DE 2014						
CORTE DIRECTO 1, ESPECIMEN 3							
Características de la muestra							
Promedio lado (cm)	6,00		Humedad (%)	42,43			
Altura (cm)	2,00		Peso (gr)	116,70			
Area (cm ²)	36,00		Densidad humeda (Kg/m ³)	1620,83			
Volumen (cm ³)	72,00		Densidad seca (Kg/m ³)	1137,95			
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=		0,00100				
Carga normal vertical:	(Kg)=		160,000				
Esfuerzo Normal:	σ (kN/m ²)=		451,640				
Esfuerzo Cortante:	τ_c (kN/m ²)=		242,230				
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.01 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	%
0	0	0,000	0,000	36,000	0,000	435,87	0,000
15	1,2	0,100	2,034	35,993	5,542	435,95	0,020
30	2,9	0,150	2,055	35,983	5,600	436,08	0,048
68	3,5	5,000	4,060	35,979	11,067	436,12	0,058
125	4	7,900	5,259	35,976	14,337	436,16	0,067
268	5	11,800	6,872	35,970	18,736	436,23	0,083
310	7	17,300	9,146	35,958	24,945	436,38	0,117
369	9,2	21,700	10,966	35,945	29,918	436,54	0,153
442	10,8	26,900	13,116	35,935	35,794	436,65	0,180
1381	56	140,100	59,924	35,664	164,781	439,97	0,933
1981	59,9	143,100	61,165	35,641	168,303	440,26	0,998
2036	63,6	146,100	62,405	35,618	171,823	440,54	1,060
2251	78,1	154,000	65,672	35,531	181,260	441,62	1,302
2301	81,7	155,900	66,457	35,510	183,540	441,88	1,362
2343	84,7	157,950	67,305	35,492	185,975	442,11	1,412
3311	155,4	183,900	78,035	35,068	218,234	447,46	2,590
3854	159,4	185,700	78,780	35,044	220,466	447,76	2,657
4506	168,6	189,200	80,227	34,988	224,870	448,47	2,810
4566	173,5	191,800	81,302	34,959	228,075	448,85	2,892
4684	183,4	195,300	82,749	34,900	232,530	449,61	3,057
4754	189,2	197,600	83,700	34,865	235,438	450,06	3,153
4814	193,6	198,900	84,238	34,838	237,129	450,40	3,227
4874	198,8	200,800	85,024	34,807	239,555	450,80	3,313
5839	283,4	217,500	91,929	34,300	262,845	457,47	4,723
6453	290,7	218,200	92,218	34,256	264,010	458,06	4,845
6535	298,5	219,400	92,715	34,209	265,793	458,69	4,975
6556	300,5	219,900	92,921	34,197	266,479	458,85	5,008
6697	313,7	221,100	93,418	34,118	268,524	459,91	5,228
6744	317,9	221,500	93,583	34,093	269,199	460,25	5,298
6796	322,4	222,000	93,790	34,066	270,007	460,62	5,373
6882	330,5	223,000	94,203	34,017	271,585	461,28	5,508

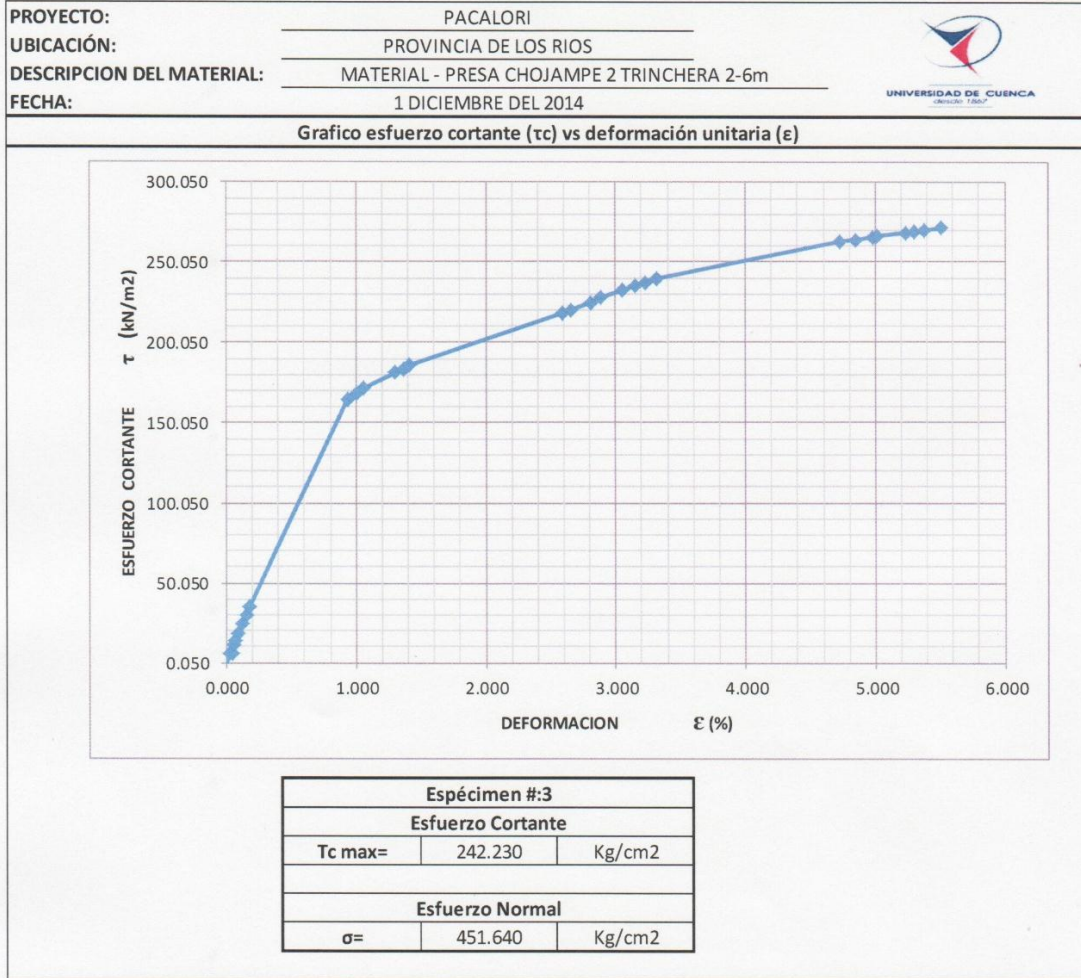
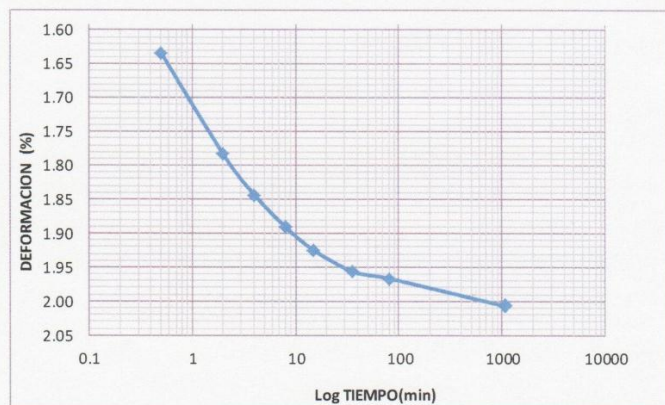


GRAFICO DE CONSOLIDACION

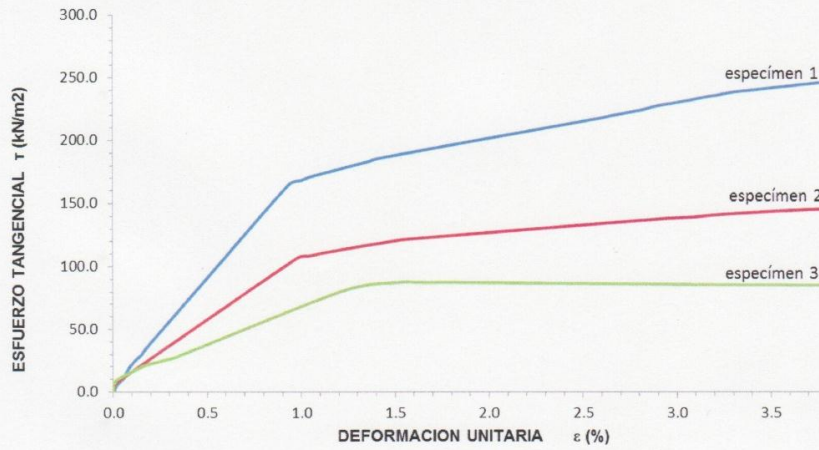
TIEMPO(min)	DEFORMACION(mm)	deform(%)
0	0	0.00
0	490	0.98
1	525	1.05
2	535	1.07
4	553	1.106
8	567.2	1.1344
15	577.5	1.155
36	587	1.174
80	590	1.18
1040	602	1.204
1061	602	1.204
1093	602	1.204





RESULTADOS GRAFICOS DEFORMACION UNITARIA VS ESFUERZO CORTANTE, MUESTRA

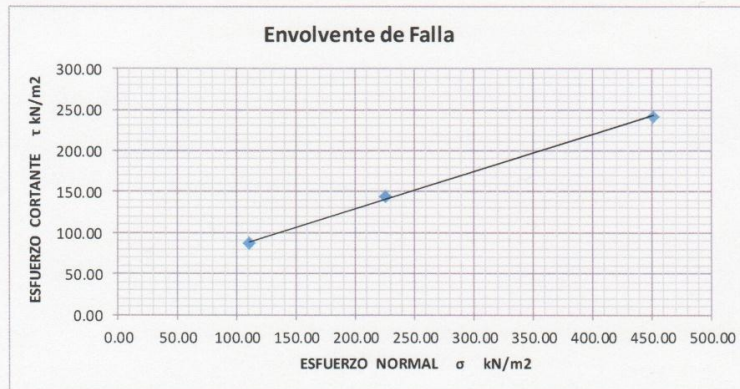
RESULTADOS GRAFICOS DEFORMACION UNITARIA VS ESFUERZO CORTANTE, MUESTRA 1.



PROYECTO: PACALORI
 UBICACIÓN: PROVINCIA DE LOS RIOS
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m
 FECHA: 2 DE DICIEMBRE DE 2014



Ensayo #	Esfuerzo Normal σ (kN/m²)	Esfuerzo Cortante T (kN/m²)	T=C+σtanφ	
			c(kN/m²)	φ(°)
1	110.82	87.52	38.23	24.26
2	225.82	144.16		
3	451.64	242.23		




RESULTADOS			
C=	38.23	kN/m²	ENVOLVENTE DE FALLA
φ=	24.26	°	



1.



PROYECTO:	PACALORI						
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS						
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m						
FECHA:	8 DE DICIEMBRE DE 2014						
CORTE DIRECTO 2. ESPECIMEN 1							
Características de la muestra							
Promedio lado	(cm)	6,00	Humedad	(%)	44,28		
Altura	(cm)	2,00	Peso	(gr)	120,90		
Area	(cm ²)	36,00	Densidad humeda	(Kg/m ³)	1679,17		
Volumen	(cm ³)	72,00	Densidad seca	(Kg/m ³)	1163,82		
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0,00100					
Carga normal vertical:	(Kg)=	40,000					
Esfuerzo Normal:	σ (kN/m ²)=	112,820					
Esfuerzo Cortante:	τ_c (kN/m ²)=	81,398					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.01 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	%
0	0	0,000	0,000	36,000	0,000	0,000	0,000
15	0,1	0,800	2,324	35,999	6,33	108,97	0,002
30	0,15	0,900	2,365	35,999	6,44	108,97	0,003
60	0,5	2,100	2,861	35,997	7,79	108,98	0,008
120	2,4	5,300	4,184	35,986	11,40	109,01	0,040
1073	57,3	50,800	22,999	35,656	63,26	110,02	0,955
1669	62,4	52,000	23,495	35,626	64,68	110,11	1,040
1795	67,7	53,000	23,908	35,594	65,87	110,21	1,128
1917	81	55,600	24,983	35,514	68,99	110,46	1,350
2110	97,1	57,800	25,893	35,417	71,70	110,76	1,618
3199	193,8	64,400	28,622	34,837	80,57	112,60	3,230
3919	196,9	65,000	28,870	34,819	81,32	112,66	3,282
4042	207,9	65,100	28,912	34,753	81,59	112,88	3,465
4069	211,5	65,200	28,953	34,731	81,75	112,95	3,525
5185	610,4	58,700	26,265	32,338	79,65	121,31	10,173
5786	615,9	58,700	26,265	32,305	79,74	121,43	10,265
5855	622,9	58,700	26,265	32,263	79,84	121,59	10,382
5905	627,8	58,500	26,182	32,233	79,66	121,70	10,463
6043	641,3	58,000	25,976	32,152	79,23	122,01	10,688
6083	644,4	58,100	26,017	32,134	79,40	122,08	10,740
6145	650,6	58,200	26,058	32,096	79,62	122,22	10,843

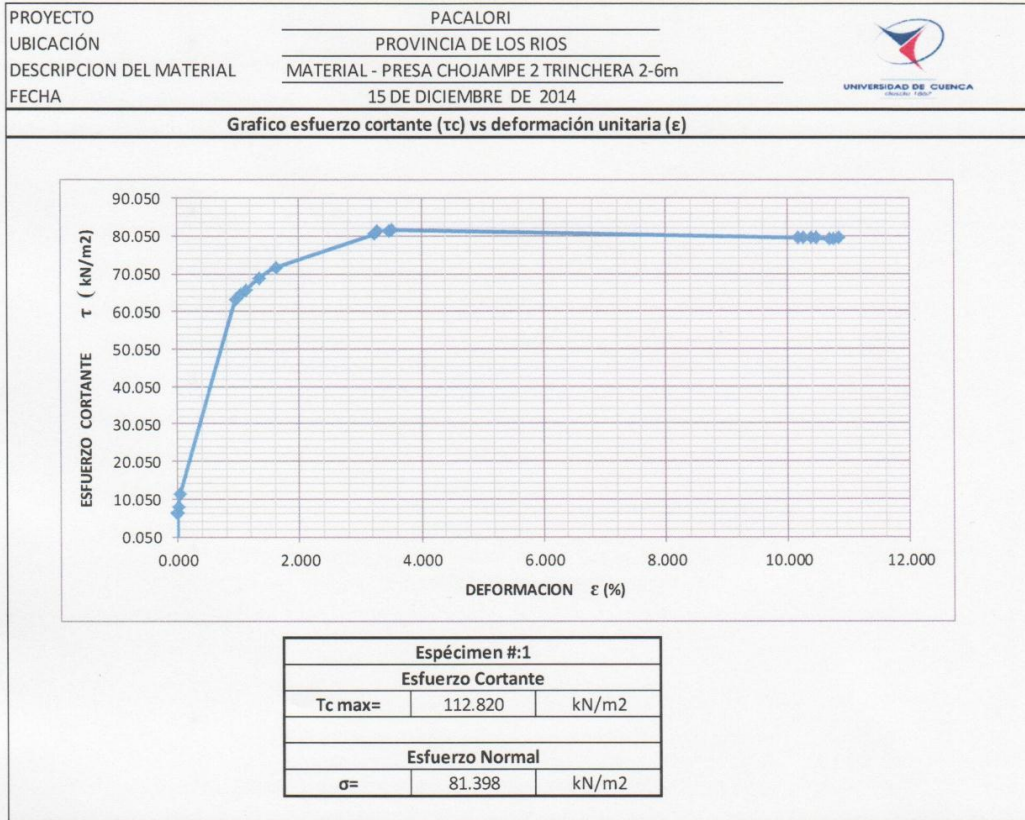
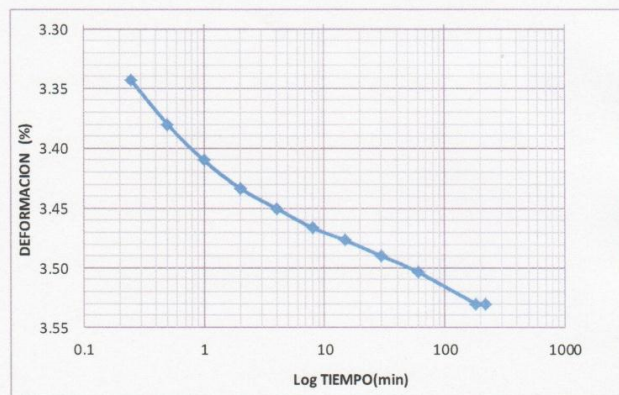


GRAFICO DE CONSOLIDACION

TIEMPO(min)	DEFORMACION(mm)	deform(%)
0	0	0.00
0.25	941	1.882
0.5	948	1.896
1	953.4	1.9068
2	958.3	1.9166
4	963.7	1.9274
8	967.2	1.9344
15	970.8	1.9416
30	973.2	1.9464
60	977	1.954
120	979.1	1.9582
1010	983.9	1.9678
1035	983.9	1.9678
1081	983.9	1.9678





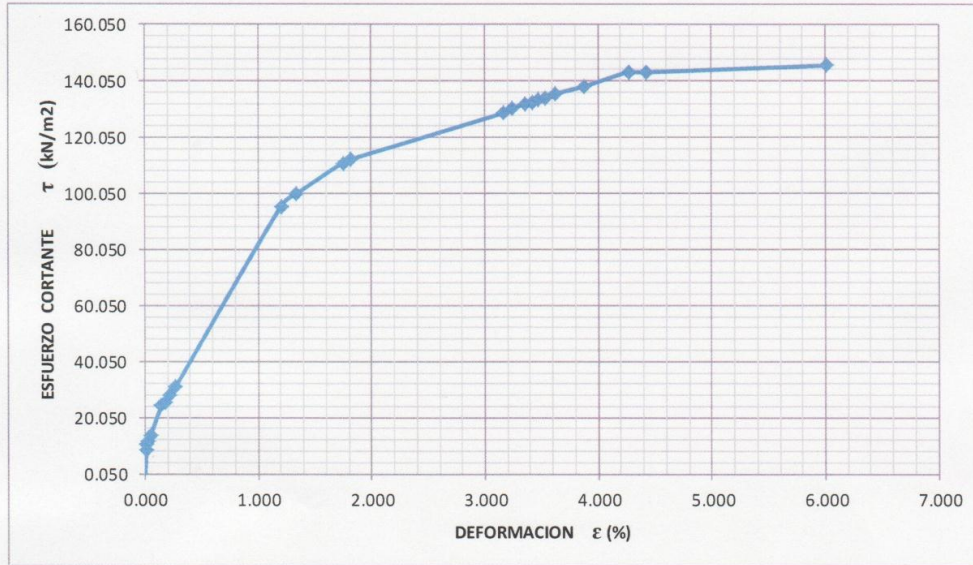
PROYECTO:	PACALORI						
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS						
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m						
FECHA:	22 DE DICIEMBRE DE 2014						
CORTE DIRECTO 2. ESPECIMEN 2							ASTM D-3086
Características de la muestra							
Promedio lado	(cm)	6,00	Humedad	(%)	44,28		
Altura	(cm)	2,00	Peso	(gr)	115,60		
Area	(cm ²)	36,00	Densidad húmeda	(Kg/m ³)	1605,56		
Volumen	(cm ³)	72,00	Densidad seca	(Kg/m ³)	1112,80		
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0,00100					
Carga normal vertical:	(Kg)=	80,000					
Esfuerzo Normal:	σ (Kg/cm ²)=	232,371					
Esfuerzo Cortante:	τ_c (Kg/cm ²)=	149,436					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.01 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	%
0	0	0,000	0,000	36,000	0,000	0,000	0,000
15	0,7	2,800	3,151	35,996	8,583	217,959	0,012
30	1,1	4,700	3,936	35,993	10,725	217,973	0,018
63	1,8	5,700	4,350	35,989	11,853	217,999	0,030
140	2,8	7,200	4,970	35,983	13,545	218,035	0,047
290	8,7	16,800	8,940	35,948	24,388	218,250	0,145
330	10,5	18,000	9,436	35,937	25,749	218,315	0,175
400	13,1	20,100	10,304	35,921	28,131	218,410	0,218
450	16,4	23,000	11,503	35,902	31,423	218,531	0,273
1420	72,2	79,100	34,701	35,567	95,681	220,588	1,203
2062	80,4	82,800	36,231	35,518	100,038	220,893	1,340
2389	104,9	92,100	40,076	35,371	111,117	221,811	1,748
2440	109	93,100	40,490	35,346	112,341	221,966	1,817
3386	189,8	105,800	45,741	34,861	128,677	225,052	3,163
3978	194,8	107,100	46,279	34,831	130,301	225,246	3,247
4057	201,6	108,400	46,816	34,790	131,969	225,510	3,360
4097	205	108,900	47,023	34,770	132,630	225,643	3,417
4133	208,1	109,500	47,271	34,751	133,401	225,764	3,468
4177	212,1	110,000	47,478	34,727	134,077	225,920	3,535
4242	217,5	111,200	47,974	34,695	135,605	226,131	3,625
4372	232,7	113,100	48,760	34,604	138,189	226,727	3,878
4622	256	116,900	50,331	34,464	143,220	227,646	4,267
4736	265,8	116,700	50,248	34,405	143,229	228,035	4,430
7092	360,9	116,700	50,248	33,835	145,645	231,881	6,015
7212	372,8	119,600	51,447	33,763	149,436	232,371	6,213



PROYECTO: PACALORI
UBICACIÓN: PROVINCIA DE LOS RIOS
DESCRIPCION DEL MATERIAL: MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m
FECHA: 26 DE DICIEMBRE DE 2014



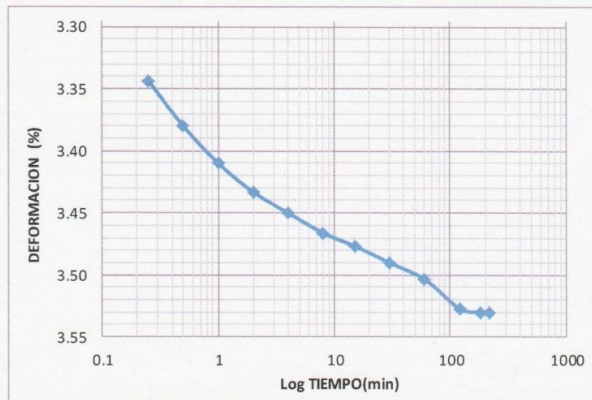
Grafico esfuerzo cortante (τ) vs deformación unitaria (ϵ)




Especimen #:2		
Esfuerzo Cortante		
Tc max=	133.380	kN/m ²
Esfuerzo Normal		
σ =	225.820	kN/m ²

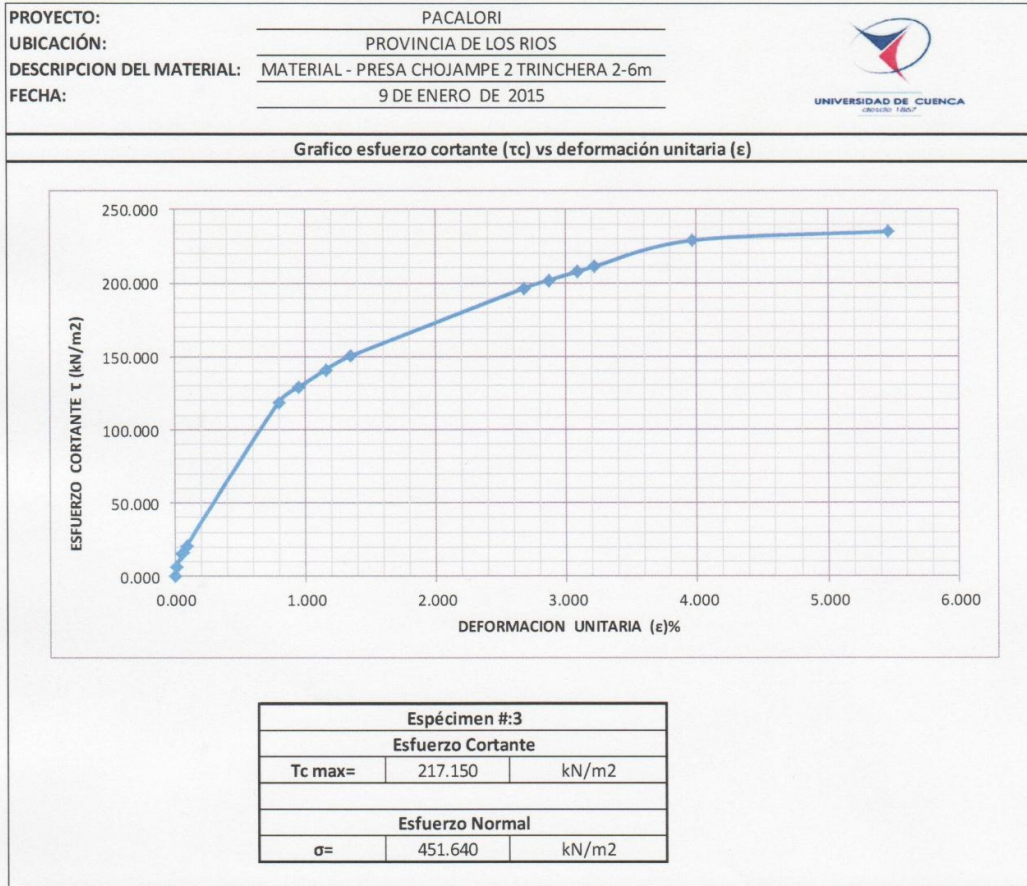
GRAFICO DE CONSOLIDACION

TIEMPO(min)	DEFORMACION(mm)	deform(%)
0	0	0.00
0.25	1003	2.006
0.5	1014	2.028
1	1023	2.046
2	1030	2.06
4	1035	2.07
8	1039.8	2.0796
15	1043	2.086
30	1047	2.094
60	1051	2.102
120	1058.1	2.1162
182	1059	2.118
217	1059.2	2.1184

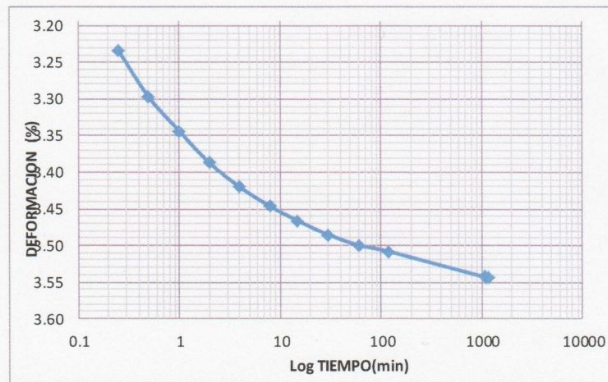




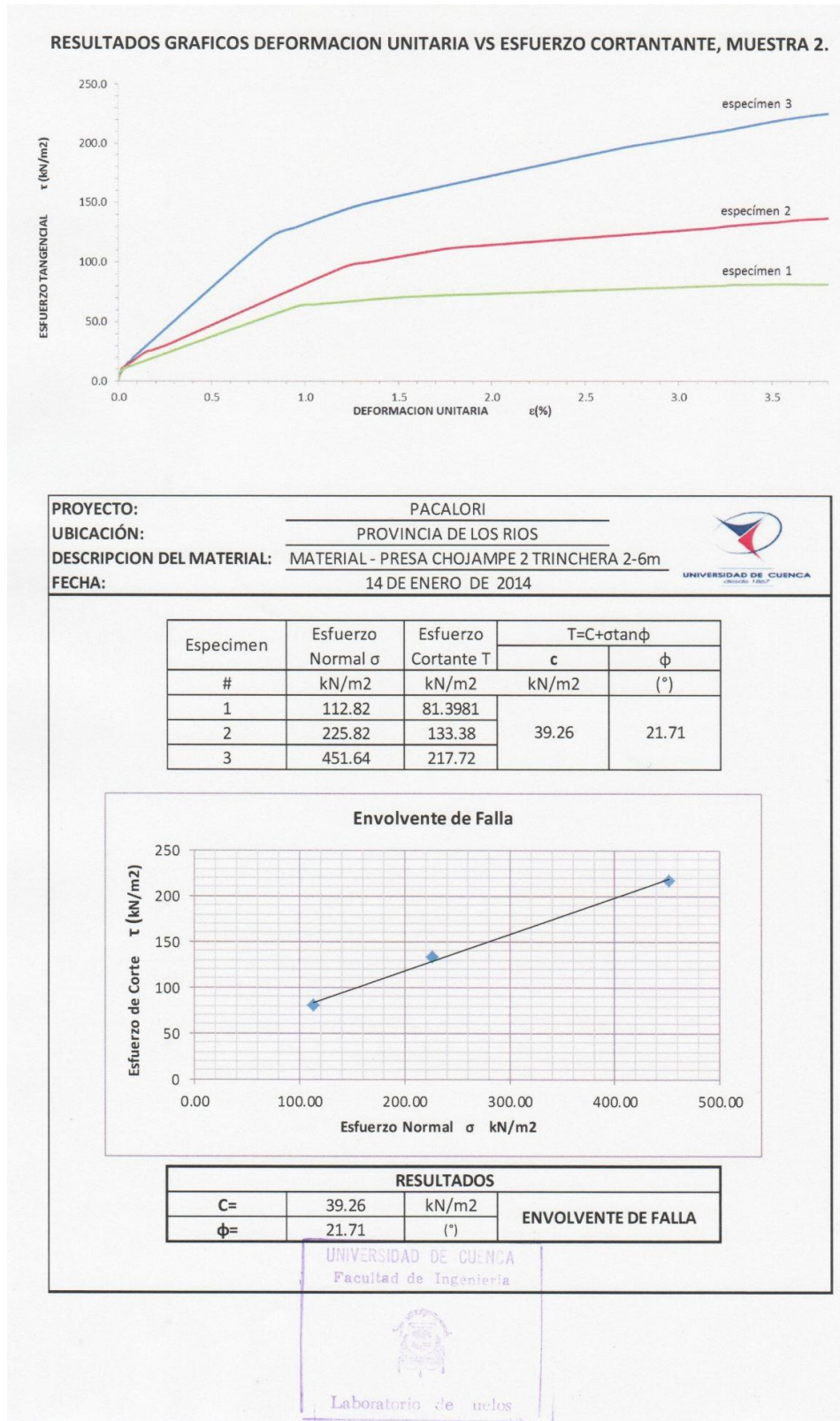
PROYECTO:	PACALORI						
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS						
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m						
FECHA:	5 DE ENERO DEL 2015						
CORTE DIRECTO 2. ESPECIMEN 3							ASTM D-3086
Características de la muestra							
Promedio lado (cm)		6,00	Humedad (%)			44,28	
Altura (cm)		2,00	Peso (gr)			118,80	
Area (cm ²)		36,00	Densidad humeda (Kg/m ³)			1650,00	
Volumen (cm ³)		72,00	Densidad seca (Kg/m ³)			1143,60	
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:		(mm/min)=				0,00100	
Carga normal vertical:		(Kg)=				160,000	
Esfuerzo Normal:		σ (kN/m ²)=				461,072	
Esfuerzo Cortante:		τ_c (kN/m ²)=				234,884	
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.01 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	%
0	0	0,000	0,000	36,000	0,000	435,867	0,000
15	0,4	0,900	2,365	35,998	6,443	435,896	0,007
40	0,6	1,200	2,489	35,996	6,781	435,910	0,010
178	3	9,100	5,756	35,982	15,687	436,085	0,050
228	3,7	9,900	6,086	35,978	16,590	436,136	0,062
298	5,1	13,800	7,699	35,969	20,991	436,237	0,085
1310	47,7	100,000	43,343	35,714	119,019	439,360	0,795
1995	57,1	108,900	47,023	35,657	129,329	440,055	0,952
2180	69,4	119,100	51,241	35,584	141,221	440,967	1,157
2337	81	127,000	54,507	35,514	150,519	441,831	1,350
3349	160,8	164,900	70,179	35,035	196,444	447,870	2,680
4067	171,8	169,000	71,874	34,969	201,569	448,715	2,863
4217	185,5	173,800	73,859	34,887	207,623	449,772	3,092
4306	193	176,500	74,975	34,842	211,034	450,353	3,217
5195	237,9	190,200	80,640	34,573	228,748	453,862	3,965
6190	328	192,300	81,509	34,032	234,884	461,072	5,467




TIEMPO(min)	DEFORMACION(mm)	deform(%)
0	0	0.00
0.25	970	1.94
0.5	989	1.978
1	1003	2.006
2	1016	2.032
4	1026	2.052
8	1033.9	2.0678
15	1039.8	2.0796
30	1045.5	2.091
60	1049.8	2.0996
120	1052.4	2.1048
1059	1062.8	2.1256
1091	1063.1	2.1262
1155	1063.1	2.1262



RESULTADOS GRAFICOS DEFORMACION UNITARIA VS ESFUERZO CORTANTE, MUESTRA 2.





PROYECTO:	PACALORI	
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS	
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m	
FECHA:	20 DE ENERO DE 2015	

CORTE DIRECTO 3. ESPECIMEN 1

Características de la muestra					
Promedio lado	(cm)	6,00	Humedad	(%)	47,64
Altura	(cm)	2,00	Peso	(gr)	127,60
Area	(cm ²)	36,00	Densidad humeda	(Kg/m ³)	1772,22
Volumen	(cm ³)	72,00	Densidad seca	(Kg/m ³)	1200,37

Aplicaciones de carga

Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0,00100
Carga normal vertical:	(Kg)=	40,000
Esfuerzo Normal:	σ (kN/m ²)=	82,190
Esfuerzo Cortante:	τ_c (kN/m ²)=	112,920

TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.01 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	%
0	0	0,000	0,000	36,000	0,000	108,967	0,000
15	0,1	1,900	2,778	35,999	7,569	108,968	0,002
33	1	4,700	3,936	35,994	10,725	108,985	0,017
60	2,1	7,400	5,053	35,987	13,769	109,005	0,035
148	6,7	14,100	7,823	35,960	21,335	109,088	0,112
1148	6,9	31,100	14,853	35,959	40,507	109,092	0,115
1833	8,6	41,700	19,236	35,948	52,476	109,123	0,143
2833	15	42,100	19,401	35,910	52,984	109,240	0,250
3518	22,1	48,300	21,965	35,867	60,057	109,370	0,368
3683	38,2	50,000	22,668	35,771	62,146	109,665	0,637
3838	43,9	52,000	23,495	35,737	64,475	109,770	0,732
4823	128,2	63,000	28,043	35,231	78,062	111,346	2,137
5463	136,4	63,900	28,415	35,182	79,209	111,501	2,273
5543	142,7	64,000	28,457	35,144	79,409	111,621	2,378
5673	157	65,000	28,870	35,058	80,760	111,895	2,617
5893	177,1	65,400	29,036	34,937	81,504	112,281	2,952
6793	264,9	65,900	29,242	34,411	83,341	114,000	4,415
7381	276,2	65,900	29,242	34,343	83,505	114,225	4,603

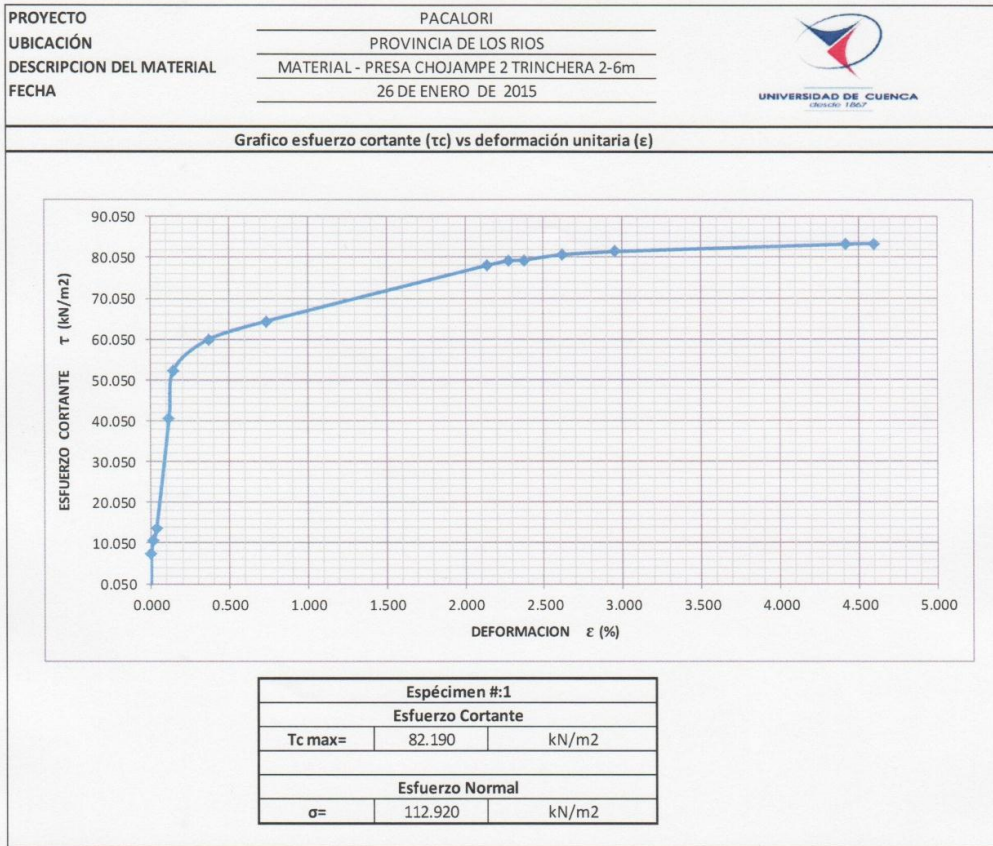
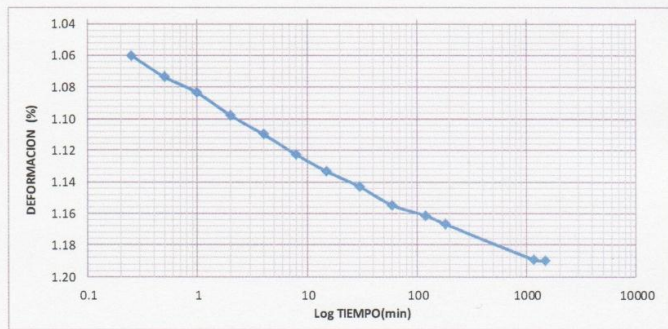



GRAFICO DE CONSOLIDACION

TIEMPO(min)	DEFORMACION(mm)	deform(%)
0	0	0.00
0.25	318	0.636
0.5	322	0.644
1	325	0.65
2	329.3	0.6586
4	332.9	0.6658
8	336.8	0.6736
15	340	0.68
30	342.9	0.6858
60	346.5	0.693
120	348.4	0.6968
180	350	0.7
1156	356.7	0.7134
1492	357	0.714





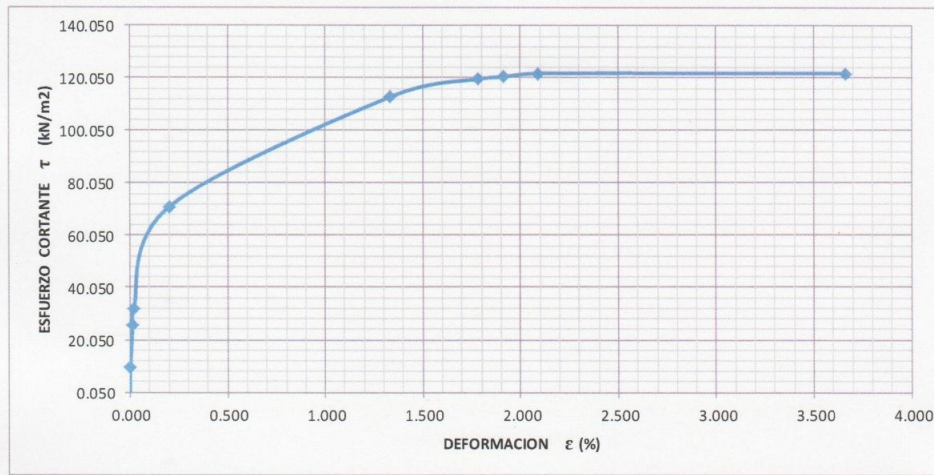
PROYECTO:	PACALORI						
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS						
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m						
FECHA:	2 DE FEBRERO DE 2014						
CORTE DIRECTO 3. ESPECIMEN 2							
Características de la muestra							
Promedio lado	(cm)	6,00	Humedad	(%)	47,64		
Altura	(cm)	2,00	Peso	(gr)	122,20		
Area	(cm ²)	36,00	Densidad humeda	(Kg/m ³)	1697,22		
Volumen	(cm ³)	72,00	Densidad seca	(Kg/m ³)	1149,57		
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0,00100					
Carga normal vertical:	(Kg)=	80,000					
Esfuerzo Normal:	σ (kN/m ²)=	225,850					
Esfuerzo Cortante:	τ_c (kN/m ²)=	121,860					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.01 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	%
0	0	0,000	0,000	36,000	0,000	217,933	0,000
17	0	3,500	3,440	36,000	9,371	217,933	0,000
62	0,1	3,900	3,605	35,999	9,822	217,937	0,002
137	0,8	17,900	9,394	35,995	25,595	217,962	0,013
190	1,1	23,800	11,834	35,993	32,244	217,973	0,018
294	2,8	34,400	16,217	35,983	44,199	218,035	0,047
530	12	58,100	26,017	35,928	71,017	218,370	0,200
1435	80	94,000	40,862	35,520	112,818	220,878	1,333
2295	107	99,500	43,136	35,358	119,643	221,890	1,783
2387	114,6	100,100	43,384	35,312	120,487	222,177	1,910
2505	125,3	101,100	43,798	35,248	121,857	222,582	2,088
3475	219,7	99,400	43,095	34,682	121,859	226,217	3,662



PROYECTO: PACALORI
 UBICACIÓN: PROVINCIA DE LOS RIOS
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m
 FECHA: 2 DE FEBRERO DE 2015



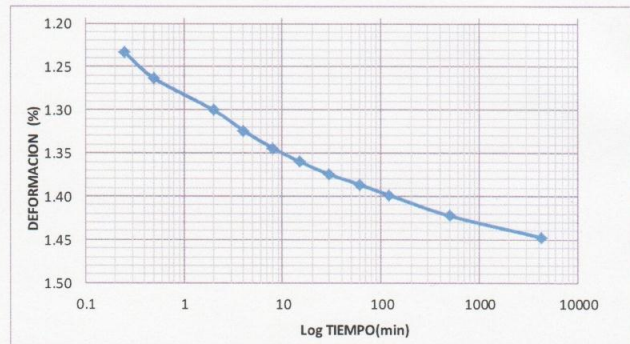
Grafico esfuerzo cortante (τ) vs deformación unitaria (ϵ)



Espécimen #:2		
Esfuerzo Cortante		
Tc max=	121.860	kN/m2
Esfuerzo Normal		
σ =	225.850	kN/m2

GRAFICO DE CONSOLIDACION

TIEMPO(min)	DEFORMACION(mm)	deform(%)
0	0	0.00
0.25	370	0.74
0.5	379	0.758
2	390	0.78
4	397.1	0.7942
8	403.2	0.8064
15	407.9	0.8158
30	412.3	0.8246
60	415.8	0.8316
120	419.5	0.839
508	426.7	0.8534
4240	434.1	0.8682
4267	434.1	0.8682





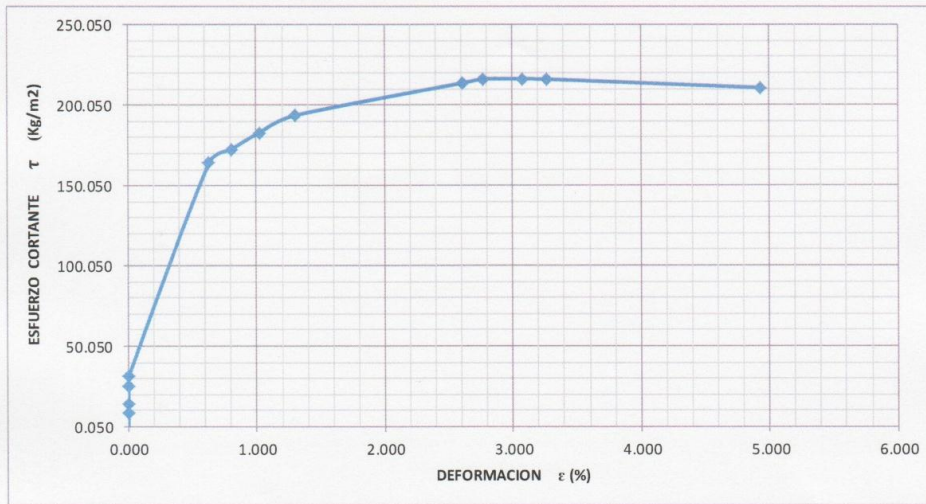
PROYECTO:	PACALORI						
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS						
DESCRIPCION DEL MATERIAL:	MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m						
FECHA:	9 DE ENERO DE 2015						
CORTE DIRECTO 3. ESPECIMEN 3							ASTM D-3086
Características de la muestra							
Promedio lado	(cm)	6,00	Humedad	(%)	47,64		
Altura	(cm)	2,00	Peso	(gr)	127,50		
Area	(cm ²)	36,00	Densidad humeda	(Kg/m ³)	1770,83		
Volumen	(cm ³)	72,00	Densidad seca	(Kg/m ³)	1199,43		
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0,00100					
Carga normal vertical:	(Kg)=	160,000					
Esfuerzo Normal:	σ (kN/m ²)=	451,700					
Esfuerzo Cortante:	τ_c (kN/m ²)=	215,410					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.01 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	%
0	0	0,000	0,000	36,000	0,000	0,000	0,000
0	0	0,000	0,000	36,000	0,000	435,867	0,000
15	0	3,000	3,233	36,000	8,808	435,867	0,000
45	0	7,800	5,218	36,000	14,215	435,867	0,000
105	0	18,000	9,436	36,000	25,704	435,867	0,000
132	0	23,000	11,503	36,000	31,337	435,867	0,000
1140	37,9	140,000	59,883	35,773	164,167	438,637	0,632
1822	48,1	147,100	62,819	35,711	172,511	439,389	0,802
1998	61,4	156,000	66,499	35,632	183,027	440,373	1,023
2218	78,2	164,900	70,179	35,531	193,703	441,622	1,303
3140	156,5	180,000	76,423	35,061	213,764	447,540	2,608
3805	166	181,800	77,167	35,004	216,197	448,269	2,767
3995	184,4	181,300	76,960	34,894	216,300	449,687	3,073
4122	196,1	180,800	76,754	34,823	216,154	450,594	3,268
5160	295,5	173,100	73,570	34,227	210,797	458,445	4,925



PROYECTO: PACALORI
UBICACIÓN: PROVINCIA DE LOS RIOS
DESCRIPCION DEL MATERIAL: MATERIAL - PRESA CHOJAMPE 2 TRINCHERA 2-6m
FECHA: 15 DE ENERO DE 2015



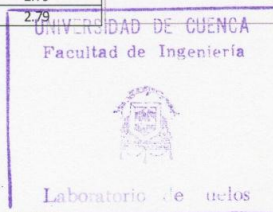
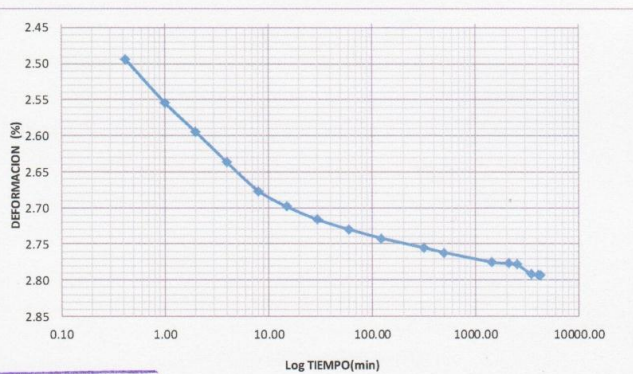
Grafico esfuerzo cortante (τ) vs deformación unitaria (ϵ)



Espécimen #:3		
Esfuerzo Cortante		
Tc max=	215.410	kN/m2
Esfuerzo Normal		
σ =	451.700	kN/m2

GRAFICO DE CONSOLIDACION

TIEMPO(min)	DEFORMACION(mm)	deform(%)
0	0	0.00
0.42	748	1.496
1	766	1.532
2	778.4	1.5568
4	791	1.582
8	802.8	1.6056
15	809.4	1.6188
30	814.9	1.6298
60	818.9	1.6378
123	822.5	1.645
319	826.5	1.653
500	828.4	1.6568
1440	832.4	1.6648
2105	832.9	1.6658
2506	833.4	1.6668
3437	837.3	1.6746
4045	837.8	1.6756
4287	837.8	1.6756





RESULTADOS GRAFICOS DEFORMACION UNITARIA VS ESFUERZO CORTANTE, MUESTRA 3.

