



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

**Fundada en 1867**

**Facultad de Ingeniería**

**Escuela de Ingeniería Civil**

**ESTUDIO DEL PROCEDIMIENTO DE COMPACTACIÓN A APLICAR  
EN LA CONSTRUCCIÓN DE LAS PRESAS DEL PROYECTO  
PACALORI**

Tesis previa a la obtención del Título  
de Ingeniero Civil.

**Autores:**

Esaú Daniel Cullquipuma Muñoz

Walter Alban Maldonado Siguencia

**Director:**

Ing. Rolando Armas Novoa, MSc.

Cuenca, Ecuador

Junio, 2014.

---



## **ESTUDIO DEL PROCEDIMIENTO DE COMPACTACIÓN A APLICAR EN LA CONSTRUCCION DE LAS PRESAS DEL PROYECTO PACALORI**

Esaú Daniel Cullquipuma M.

Walter Albán Maldonado S.

### **RESUMEN**

El objetivo de este trabajo fue definir el procedimiento de compactación que se debe utilizar en la construcción de las presas del Proyecto PACALORI, a través de la investigación de las propiedades físicas y mecánicas de un posible préstamo que será utilizado en terraplén de las mismas.

Una adecuada compactación tiene la finalidad de evitar las fallas graves o catastróficas más frecuentes que podrían ocurrir debido a un mal proceso en el mismo, o por el desconocimiento de las propiedades del suelo y materiales que lo conforman.

Los parámetros determinados para el análisis, en la compactación de este tipo de suelos, fueron la humedad óptima y energía de compactación adecuada para este proceso. Además, se realizó la caracterización del suelo según sus propiedades físicas y las propiedades mecánicas del material compactado en cuanto a flexibilidad, resistencia y permeabilidad.

Para esto, se realizaron los ensayos necesarios sobre el suelo que se pretende sea el material constituyente del cuerpo de las presas. Además que, con el conocimiento acerca del comportamiento mecánico del suelo, se precedió a establecer los criterios de compactación y recomendaciones generales que demande la construcción de este tipo de estructuras.

**PALABRAS CLAVE:** COMPACTACIÓN, SUELOS, PRESAS. PROPIEDADES FISICAS MECÁNICAS Y DEL SUELO.





## **ABSTRACT**

### **STUDY OF COMPACTION PROCEDURE TO IMPLEMENT IN THE CONSTRUCTION OF DAMS PROJECT PACALORI**

The objective of this work was to define the compaction process to be used in the construction of PACALORI's dams Project, through the investigation of the physical and mechanical properties of a possible material to be used in the same embankment.

A proper compaction is intended to avoid the most common serious or catastrophic failures that could occur due to a bad process in it, or by the lack of knowledge of soil properties and materials that make it up.

The parameters determined for analysis in the compaction of these soils were optimum moisture and compaction energy suitable for this process. Furthermore, the characterization of the soil was made according to their physical properties and the mechanical properties of the compacted material in terms of flexibility, strength, and permeability.

For this, necessary tests on the ground that is intended to be the constituent material of the body of the dams were performed. In addition, with the knowledge of the mechanical behavior of soil, and proceeded to establish the criteria for compaction and general recommendations that requires the construction of such structures.

**KEYWORDS: COMPACTION, SOIL, DAMS. MECHANICAL AND PHYSICAL PROPERTIES OF SOIL.**



## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b> .....	2
<b>ABSTRACT</b> .....	3
<b>INDICE DE TABLAS</b> .....	7
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	8
<b>ÍNDICE DE GRÁFICOS</b> .....	9
<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	14
<b>DEDICATORIA</b> .....	15
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b> .....	17
<b>1. INTRODUCCIÓN GENERAL</b> .....	19
1.1. Introducción.....	19
1.2. Justificación.....	21
1.3. Objetivo General.....	22
1.4. Objetivos Específicos .....	22
1.5. Ubicación, Componentes y Descripción General del Proyecto. ....	23
1.6. Antecedentes en cuanto a la compactación en la zona. ....	26
1.7. Geología, Geomorfología y Riesgos.....	26
1.7.1. Geología Regional. ....	27
1.7.2. Geología Local.....	28
1.7.3. Sismicidad y Vulcanismo .....	30
<b>2. MARCO TEÓRICO DE REFERENCIA</b> .....	31
2.1. Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos .....	31
2.2. Propiedades Físicas de los Suelos .....	31
2.3. Propiedades Mecánicas de los Suelos en Terraplenes. ....	38
2.3.1. Resistencia a Cortante del Suelo .....	38
2.3.2. Permeabilidad .....	40
2.3.3. Consolidación .....	42
2.4. Teoría de la Compactación. ....	45
2.4.1. Mecánica de la Compactación.....	46





2.4.2.	Relación entre el peso específico seco, la humedad, y la energía de compactación. ....	48
2.4.3.	Curva de saturación o curva de cero por ciento de huecos de aire (S=100%) 52	
2.4.4.	Análisis de los incrementos del peso específico seco con la energía de compactación. ....	53
2.4.5.	Objetivo de la Compactación .....	54
2.4.6.	Variación de la permeabilidad con el peso específico y energía de compactación. ....	54
2.4.7.	Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación .....	56
2.4.8.	Variación de la flexibilidad con la humedad y el peso específico seco para una energía de compactación. ....	57
2.4.9.	Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco. 58	
2.4.10.	¿Que energía de compactación utilizar? .....	59
2.4.11.	Compactación en campo y grado de compactación .....	60
2.4.12.	Grado de compactación.....	61
2.4.13.	Control de calidad de terraplén.....	61
2.5.	Causa de fallas en presas de tierra y como prevenirlas.....	62
2.5.1.	Rebase de la Cortina.....	63
2.5.2.	Falla por Sifonamiento Mecánico. ....	64
2.5.3.	Falla por Agrietamiento .....	66
2.5.4.	Falla por Deslizamiento de Talud .....	67
2.5.5.	Falla por sismo .....	68
2.5.6.	Falla Por Licuación .....	69
2.5.7.	Perdidas por Filtración.....	70
<b>3.</b>	<b>METODOLOGÍA</b> .....	<b>71</b>
3.1.	Proceso de obtención de las muestras. ....	72
3.2.	Preparación de las muestras para la elaboración de los diferentes ensayos.....	73
3.3.	Ensayos de laboratorio realizados. ....	74
3.4.	Determinación de las propiedades e Índices Geomecánicos. ....	76
3.4.1.	Humedad natural ( $w$ ).....	76





3.4.2. Gravedad Específica ( $G_s$ ) .....	76
3.4.3. Granulometría .....	78
3.4.4. Límites de Atterberg o de Consistencia.....	79
3.5. Ensayo de Proctor Estándar.....	83
3.6. Ensayo de Corte Directo Lento .....	84
3.7. Ensayo de Permeabilidad.....	88
3.8. Ensayo de Consolidación Unidimensional .....	92
<b>4. DISCUSIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES .....</b>	<b>94</b>
4.1. Caracterización geotécnica básica de las muestras compactadas. ....	94
4.1.1. Humedad natural del suelo.....	94
4.1.2. Clasificación del suelo.....	96
4.1.3. Curva de compactación del suelo .....	99
4.2. Resultados sobre los ensayos de resistencia y permeabilidad .....	101
4.2.1. Resultados de ensayos de corte directo sobre muestras compactadas .....	101
4.2.2. Resultados de los ensayos de Consolidación Unidireccional.....	104
4.2.3. Resultados de los ensayos de permeabilidad .....	106
<b>5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>108</b>
Conclusiones .....	108
Recomendaciones .....	109
<b>Bibliografía.....</b>	<b>112</b>



## INDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1.1 Componentes del proyecto PACALORI.....</i>	<i>25</i>
<i>Tabla 3.1. Ubicación de las calicatas en la zona del Proyecto. ....</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 3.2. Resultados del ensayo de granulometría. ....</i>	<i>79</i>
<i>Tabla 3.3. Resultados del ensayo de Limite Plástico. ....</i>	<i>80</i>
<i>Tabla 3.4. Resultados del segundo ensayo de Limite Plástico.....</i>	<i>80</i>
<i>Tabla 3.5. Resultados del ensayo de Limite Líquido. ....</i>	<i>82</i>
<i>Tabla 3.6. Resultados del ensayo de Limite Líquido. ....</i>	<i>83</i>
<i>Tabla 3.7. Tasas de Deformación y tiempo estimado para la realización del corte lento... 88</i>	
<i>Tabla 3.8. Lecturas tomadas de las pipetas del equipo triaxial Ensayo 1.....</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 3.9. Lecturas tomadas de las pipetas del equipo triaxial Ensayo 2.....</i>	<i>91</i>
<i>Tabla 4.1. Humedad Natural del Suelo.....</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 4.2. Resultados de los ensayos para clasificación del suelo. ....</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 4.3. Peso específico seco máximo y humedad óptima. ....</i>	<i>100</i>
<i>Tabla 4.4. Resultado de los ensayos de corte directo consolidado drenado. ....</i>	<i>101</i>
<i>Tabla 4.5. Índice de vacíos para cada aumento de carga.....</i>	<i>104</i>
<i>Tabla 4.6. Relaciones fundamentales del ensayo de permeabilidad.....</i>	<i>107</i>
<i>Tabla 4.7. Coeficiente de permeabilidad a temperatura ambiente y a 20°C, ensayo 1. ...</i>	<i>107</i>
<i>Tabla 4.8. Coeficiente de permeabilidad a temperatura ambiente y a 20°C, ensayo 2. ...</i>	<i>107</i>





## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1 Ubicación de las presas del proyecto PACALORI .....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 2.1. Criterio de falla en una masa de suelo Mohr-Coulomb.....</i>	<i>38</i>
<i>Figura 2.2. Carga de presión, carga de elevación y cargas totales para flujo de agua a través del suelo.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 2.3. Cambio de altura del espécimen en una prueba de consolidación unidimensional.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 2.4. Curva esfuerzo-deformación durante la consolidación para un incremento de carga dado.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 3.1. Muestras entregadas por TERRAHYDRO, debidamente etiquetadas. ....</i>	<i>73</i>
<i>Figura 3.2. Material mezclado de las calicatas con similares condiciones. ....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 3.3. Ensayo de Gravedad Específica sobre la muestra de suelo.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 3.4. Material procedente del lavado de finos y secado al horno. ....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 3.5. Material procedente del lavado de finos y secado al horno. ....</i>	<i>79</i>
<i>Figura 3.6. Ensayo del Límite de Plasticidad y muestras para determinar la humedad. ....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 3.7. Ensayo de Limite Líquido.....</i>	<i>82</i>
<i>Figura 3.8. Preparación y Compactación del Suelo.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 3.9. Maquina digital de Corte marca ELE. ....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 3.10. Extracción de la muestra para ensayo de corte directo a partir de la probeta resultante del ensayo Proctor Estándar.....</i>	<i>86</i>
<i>Figura 3.11. Especimen Colocado en el anillo de carga completamente saturado.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 3.12. Determinación de la permeabilidad mediante Equipo Triaxial.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 3.13. Probeta compactada para realización de ensayo de Permeabilidad.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 3.14. Colocación de la muestra en el anillo y en el consolido metro.....</i>	<i>92</i>







## ÍNDICE DE GRÁFICOS

<i>Grafico 2.1. Curva de compactación Proctor</i> .....	49
<i>Grafico 2.2. Curva de Proctor Estándar, Proctor Modificado y curva de saturación</i> .....	51
<i>Grafico 2.3. Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación.</i> .....	55
<i>Grafico 2.4. Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco para una energía de compactación.</i> .....	56
<i>Grafico 2.5. Influencia de la humedad de compactación en el comportamiento tenso-deformacional de los suelos.</i> .....	57
<i>Grafico 2.6. Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco</i> .....	58
<i>Grafico 4.1. Variación anual del contenido de Humedad Natural del suelo.</i> .....	95
<i>Grafico 4.2. Curva Granulométrica.</i> .....	96
<i>Grafico 4.3. Carta de plasticidad de Casagrande.</i> .....	97
<i>Grafico 4.4. Curva de compactación y curva de saturación.</i> .....	100
<i>Grafico 4.5. Ensayo 1 de corte directo lento a humedad de 42% velocidad deformación 0.0032 mm/minuto.</i> .....	102
<i>Grafico 4.6. Ensayo 2 de corte directo lento a humedad de 42% velocidad deformación 0.0032 mm/minuto.</i> .....	102
<i>Grafico 4.7. Ensayo 3 de corte directo rápido a humedad de 42% velocidad deformación 0.75 mm/minuto.</i> .....	103
<i>Grafico 4.8. Variación del esfuerzo cortante vs deformación unitaria.</i> .....	103
<i>Grafico 4.9. Curva de compresibilidad.</i> .....	105
<i>Grafico 4.10. Curva de consolidación para una carga normal de 80Kg.</i> .....	105
<i>Grafico 4.11. Variación permeabilidad con la humedad y el peso específico seco para la energía de compactación de Proctor Estándar.</i> .....	106





Universidad de Cuenca  
Clausula de derechos de autor

---

Yo, Esaú Daniel Cullquipuma Muñoz, autor de la tesis "Estudio del Procedimiento de Compactación a aplicar en la construcción de las presas 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, Junio del 2014

Esaú Daniel Cullquipuma Muñoz

C.I: 0104539309





Yo, Walter Alban Maldonado Sigüencia, autor de la tesis "Estudio del Procedimiento de Compactación a aplicar en la construcción de las presas 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, Junio del 2014

Walter Alban Maldonado Sigüencia

C.I: 0302224811





Universidad de Cuenca  
Clausula de propiedad intelectual

---

Yo, Esaú Daniel Cullquipuma Muñoz, autor de la tesis "**Estudio del Procedimiento de Compactación a aplicar en la construcción de las presas del Proyecto PACALORI**", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Junio del 2014

---

Esaú Daniel Cullquipuma Muñoz

C.I: 0104539309





Universidad de Cuenca  
Clausula de propiedad intelectual

---

Yo, Walter Alban Maldonado Siguencia, autor de la tesis "**Estudio del Procedimiento de Compactación a aplicar en la construcción de las presas del Proyecto PACALORI**", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, Junio del 2014

Walter Alban Maldonado Siguencia

C.I: 0302224811





## AGRADECIMIENTO

Primeramente, queremos agradecer al Ing. Rolando Armas, MSc. por sus valiosos conocimientos que contribuyeron en la elaboración de este trabajo, gracias por ser una guía e inspiración para seguirnos superando.

A todo el personal que trabaja en PROMAS por toda su ayuda desinteresada que contribuyeron de alguna manera para la culminación de este trabajo.

Al personal del laboratorio de Suelos de la Universidad de Cuenca, gracias por su inmensa ayuda en la realización de los ensayos.

Y a todas las personas que contribuyeron de alguna manera, no solo en la elaboración de este trabajo, sino para culminar esta etapa en nuestras vidas; a todos ellos muchas gracias.



## DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a mis padres Oswaldo y Carmita por su incondicional apoyo, y a toda mi familia que siempre ha creído en mi.

A todos mis amigos y compañeros de los distintos campos y pasatiempos en los que me he involucrado, gracias por ser pacientes y aguatarme todos estos años. Son muy valiosos para mi.

En especial a Dios que ha puesto grandes oportunidades en mi vida y ha hecho todo perfecto en su tiempo, sin él hubiera perdido el rumbo, gracias por mostrarme tu infinito amor.

Esaú.





Quiero dedicar este trabajo a mis queridos padres Wilson y Rosa que gracias a sus exigencias, consejos y amor han sabido brindar todo el apoyo necesario para lograr esta meta tan anhelada.

A mis hermanas Erika y Marcia, y a toda mi familia que me han incentivado para seguir adelante.

A todos mis amigos con los que se ha compartido alegrías y tristezas, y han estado presentes siempre en las buenas y en las malas.

Walter.







## LISTA DE SÍMBOLOS

$G_s$	Gravedad específica.
$\gamma_s$	Peso específico de los sólidos.
$\gamma_w$	Peso específico del agua a 4°C.
$\gamma$	Peso específico del suelo húmedo.
$V$	Volumen.
$W$	Peso.
$W_s$	Peso del Suelo Seco.
$f$	Coefficiente de fricción interna.
$\phi$	Angulo de fricción interna.
$N$	Fuerza perpendicular que actúa sobre dicha masa.
$\tau_{max}$	Resistencia a cortante.
$\tau_f$	Esfuerzo cortante sobre el plano de falla.
$\sigma'$	Esfuerzo efectivo normal sobre plano de falla.
$c$	Cohesión.
$Q$	Caudal.
$A$	Área.
$k$	Coefficiente de permeabilidad.
$i$	Gradiente hidráulico.
$h$	Altura piezométrica.
$H_v$	Altura de vacíos.
$H_s$	Altura de los sólidos.
$S_e$	Asentamiento por consolidación primaria.
$e$	Relación de vacíos.
$C_c$	Índice de compresión.





$C_v$	Coeficiente de consolidación.
$C_s$	Índice de expansión.
$\Delta e$	Cambio de la relación de vacíos.
$t_1$	Tiempo.
$e_p$	Relación de vacíos al final de la consolidación primaria.
$H_{dr}$	Trayectoria de drenaje promedio más larga durante la consolidación.
$n$	Número de capas
$N$	Número de golpes/capas
$t_{100}$	Tiempo de consolidación correspondiente al 100% de consolidación primaria.
$W$	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.





## 1. INTRODUCCIÓN GENERAL

### 1.1. Introducción

La necesidad y disponibilidad de agua para diversos fines, como abastecimiento de zonas rurales, zonas agrícolas, control de avenidas de grandes precipitaciones etc., siempre será un eje principal para el progreso y desarrollo de la sociedad.

En zonas donde la distribución de los recursos hídricos no es equitativa, se necesitará realizar pequeñas o grandes obras ingenieriles que faciliten el almacenamiento y la distribución del líquido vital. Estos sistemas artificiales de almacenamiento de agua, normalmente son colocados en el cauce de algún río y constan de un vertedor de excedencias y una obra de toma. Más allá de que estos sistemas cumplan la finalidad para los que fueron construidos, se requiere que sean lo más seguros y eficientes posible, según las condiciones geológicas, geotécnicas, ambientales, sociales y sobre todo económicas.

Es conocido en nuestro país, sobre todo en la región costa, que los fuertes inviernos traen consigo graves catástrofes como inundaciones, pérdidas de cultivo, aislamientos de poblaciones e incluso pérdida de vidas humanas; al contrario de la época de verano que se caracteriza por marcadas sequías, falta de agua para riego e incluso desabastecimiento del líquido vital para consumo humano.

Por lo que, queriendo optimizar los recursos hídricos de la provincia de los Ríos, surge la necesidad de implementar el proyecto denominado: Plan de Aprovechamiento y Control del Agua en la Provincia de los Ríos (PACALORI), que realiza el Programa para el Manejo del Agua y el Suelo (PROMAS) de la Universidad de Cuenca, para la Secretaria Nacional del Agua (SENAGUA).

El programa consiste en la optimización de los recursos hídricos de la zona, que beneficiará a 183.835 habitantes con una área de proyecto de aproximadamente 152.000 ha, ubicado en el centro de la Provincia de Los Ríos, en la cuenca media





del Río Guayas y consta del diseño de 13 presas de Tierra repartidas en dos trasvases.<sup>1</sup>

Como ya lo establecimos; debido al déficit de agua en la estación seca, las inundaciones durante la temporada de lluvias, uso de tecnología agrícola deficiente, prácticas tradicionales de siembra y un drenaje insuficiente; la zona regable de la zona se encuentra muy poco desarrollada, teniendo como consecuencia una productividad relativamente baja pese a que la condición natural del clima es muy adecuada para el cultivo. El potencial del área de aprovechamiento fuera significativo si contara con infraestructura para regar y para minimizar las inundaciones de la zona.

A lo largo de la historia, se han construido cientos de presas que han funcionado eficientemente durante su vida útil pero a su vez, se registran fallos o colapsos de presas que han provocado la muerte de miles de personas y daños graves con pérdidas económicas considerables. Tomando en cuenta estos aspectos y la experiencia que se tiene de constructores y proyectistas, obras de esta magnitud requerirán de un buen diseño y la utilización de todos los recursos científicos y tecnológicos que garanticen una estructura estable, segura y eficientemente funcional. El proyecto global requerirá de un adecuado análisis de todas las variables y condicionantes que pueden influir en contra del mismo y así prevenir las fallas graves o catastróficas.

El enfoque de este trabajo, será primordialmente el de cómo la adecuada compactación ayudará a prevenir las fallas graves o catastróficas e incluso pequeños desperfectos que pueden ser corregidos a lo largo de la vida útil de la obra.

---

<sup>1</sup>PROMAS. Estudio De Impacto Ambiental Preliminar Y Socialización Del Proyecto. Línea Base Ambiental E Identificación De Impactos Ambientales. Cuenca, Ecuador,2014. Pag. 2 Tomo 9.





Dado que existen varios tipos de fallas de presas en orden de ocurrencia, según como lo postula Armas, R. (rebase de la cortina, sifonamiento mecánico, agrietamiento transversal, deslizamiento del talud aguas abajo, sismos, licuación y perdidas por filtración)<sup>2</sup>, nuestra atención estará enfocada principalmente en prevenir la fallas graves o catastróficas en que se involucra, en mayor o menor grado, el proceso y el método de compactación.

Para poder desarrollar las técnicas y medidas que sean necesarias aplicar para la adecuada compactación de las presas, se pretende realizar los ensayos necesarios sobre las muestras recolectadas en la zona del préstamo y de esta forma poder caracterizarlas. Todo esto con el fin de tener un conocimiento de las propiedades, características e índices geotécnicos del material, además de su comportamiento ante los estados de falla a los que estará sometido.

Con los resultados que arrojen los ensayos realizados, se pretende elaborar una metodología con las recomendaciones y criterios para la adecuada compactación de las presas del proyecto PACALORI y de los requerimientos básicos que debe tener una compactación en campo.

### **1.2. Justificación.**

La elaboración de métodos y técnicas para la compactación en presas de tierra, siempre será la base para garantizar la estabilidad y durabilidad de un proyecto hidráulico de este tipo.

Cada proyecto, presentará diferentes condiciones adversas para su construcción, siendo la de mayor importancia el tipo de suelo con el que se trabaja, por lo que el proceso de compactación consistirá en el mejoramiento de las propiedades del suelo con el que se pretende construir, estableciendo parámetros claros para la

---

<sup>2</sup> ARMAS NOVOA, Rolando. «Criterios para el diseño de Presas de Tierra: Prioridad y secuencia.» Habana, Cuba, 2002. Pág. 2. Dpto. Ingeniería Civil. ISPJAE.





ejecución de este proceso, como son la energía de compactación, la humedad óptima, la resistencia del suelo, la permeabilidad, entre otros; todos estos en función del suelo seleccionado en las condiciones requeridas.

Además de obtener resultados confiables de las pruebas en laboratorio, se tiene la necesidad de elaborar recomendaciones para la compactación en campo a fin de cumplir, en mayor medida, las exigencias y requerimientos que corresponden a una obra de este tipo. Las recomendaciones tendrán en cuenta la energía de compactación proporcionada mediante los diferentes tipos de maquinaria que se puedan utilizar, así como el de cumplir con el parámetro de humedad óptima, que estará afectado por las condiciones climáticas de la obra, y la obtención del peso específico seco máximo según un patrón obtenido en laboratorio.

### **1.3. Objetivo General**

Definir el procedimiento de compactación a aplicar en la construcción de las presas de tierra del proyecto de PACALORI con la finalidad de evitar las fallas graves o catastróficas que podrían ocurrir debido a una mala compactación o por el desconocimiento de las propiedades y comportamiento del suelo o materiales que conforman el préstamo.

### **1.4. Objetivos Específicos**

- Obtener y definir las propiedades, índices y parámetros geomecánicos de los materiales que se pretende sean los préstamos de las presas del Proyecto PACALORI, mediante ensayos de laboratorio correspondientes y que sean necesarios para este estudio.
- Definir los criterios de compactación y las recomendaciones para alcanzar un grado óptimo de compactación en campo, definiendo: el rango de humedades óptimas para el tipo de suelo, grado de compactación para





este tipo de estructuras y energía de compactación necesaria para cumplir con este fin.

- Estimar la resistencia a corte que tendrá el material compactado, a través de ensayos sobre las muestras de suelo consolidadas drenadas, por el método de corte directo. Esto con el fin de obtener los parámetros de cohesión efectiva y ángulo de fricción efectivo del suelo en estudio.
- Determinar el tiempo y parámetros de consolidación primaria que tendrán las muestras compactadas de suelo.
- Determinar el coeficiente de permeabilidad sobre las muestras compactadas de suelo en las condiciones establecidas.

### **1.5. Ubicación, Componentes y Descripción General del Proyecto.**

El Proyecto PACALORI consta de 13 presas repartidas en dos trasvases, 7 en el Trasvase No. 1 y 6 en el Trasvase No. 2, 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 como se lo puede ver en la Figura. 1.1.

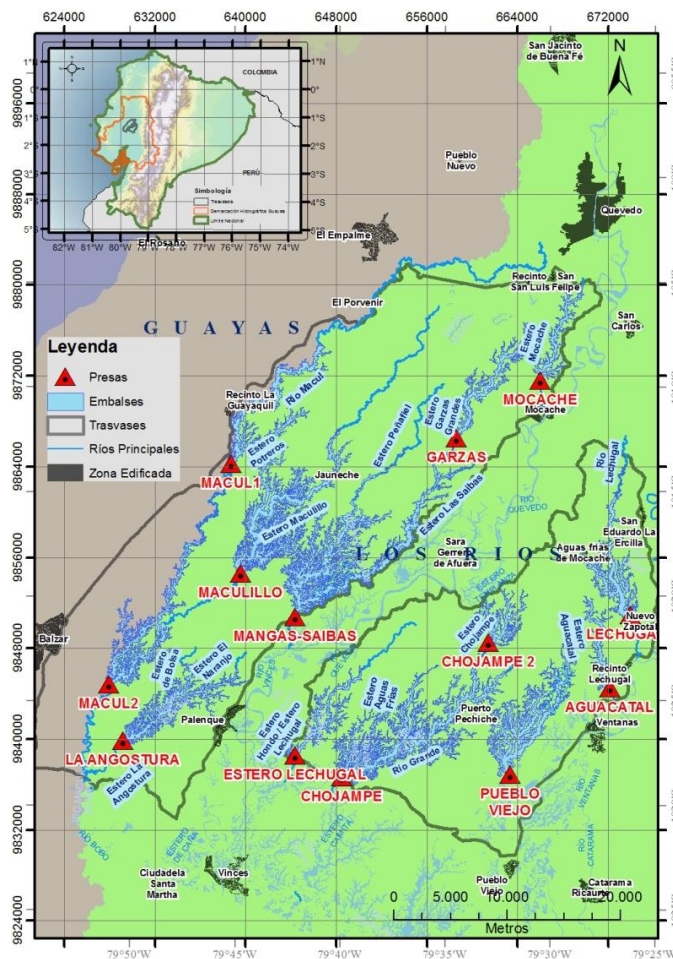


Figura 1.1 Ubicación de las presas del proyecto PACALORI

El proyecto destina 103.835 ha. de área de riego; que además proveerá de agua a nivel de cauces de esteros, ríos para uso de riego, poblaciones urbanas y rurales; que junto a las obras en el área del proyecto, y otras obras fuera de ella, ayudarán a atenuar las crecidas del área Vinces-Babahoyo y Guayaquil.

Los principales elementos y configuraciones de las presas como son la altura, volumen de embalse, área de inundación y cota de corona se los puede ver en Tabla 1.1.







## DATOS GENERALES DE LAS PRESAS

Número	Presa	Volumen (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	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 1.1 Componentes del proyecto PACALORI.<sup>3</sup>

En el estudio de Pre-Factibilidad y Factibilidad del proyecto, se estableció el lugar de ubicación de las presas teniendo en cuenta una topografía favorable para el cierre, en función de los ríos y zonas de irrigación que estarán afectadas.

La topografía considerada para el emplazamiento fue levantada en el sitio pero se tiene previsto, para el diseño definitivo, tener topografía de mejor calidad y un mejor modelo del terreno.

Dado que los embalses de las presas afectarán zonas pobladas, zonas agrícolas, vías, carreteras y áreas naturales con alto valor ambiental; toda la parte logística y ambiental ya ha sido analizada por los organismos pertinentes.

<sup>3</sup> PROMAS. Estudio De Impacto Ambiental Preliminar Y Socialización Del Proyecto. Línea Base Ambiental E Identificación De Impactos Ambientales. Cuenca, Ecuador, 2014. Pág. 8 Tomo 9.





Los préstamos de los materiales se los piensa hacer de materiales de la zona, dado que el rubro de transporte de material es considerablemente alto. Además, se debe tener en cuenta que la zona del proyecto no cuenta con materiales granulares por lo que necesitará de una o varias canteras para obtener éstos, tanto para las obras hidráulicas como viales, así mismo de escombreras para el desecho de material innecesario.

### **1.6. Antecedentes en cuanto a la compactación en la zona.**

Se han realizado algunas investigaciones en el área del proyecto, que han contribuido a mejorar los conocimientos de ésta, algunos han sido realizados por de la CEDEGE y por la ESPOL; además de que se cuenta con algunos proyectos hidráulicos vigentes, como la Proyecto Baba aunque no ha solventado los problemas y deficiencias de toda la región.

En cuanto a la compactación, en el Proyecto Hidroeléctrico Baba, uno de los problemas principales ha sido contar con suelos residuales por alteración de rocas volcánicas, sin embargo, estos suelos han mostrado una buena respuesta a la compactación según ensayos Proctor Estándar y Modificados realizados, los cuales, tomando ciertas precauciones, se presentan como un muy buen material de construcción para obras ingenieriles.<sup>4</sup>

### **1.7. Geología, Geomorfología y Riesgos**

La geomorfología de la zona del proyecto, se caracteriza por tener subcuencas con áreas grandes, longitudes de cauce principal en proporción a sus cuencas, que alcanzan hasta los 80 km de longitud; la variación altitudinal de dichas cuencas es muy baja debido a que todas se encuentran al nivel del mar, teniendo desniveles muy bajos por lo que se las considera como cuencas llanas. Dado su

---

<sup>4</sup> Tesis de Grado – Escuela Politécnica del Litoral- Estudio de la Compactación de Suelos Residuales en el Proyecto Hidroeléctrico sobre el Río Baba- David Matamoros. Pág. 6. Guayaquil, Ecuador, 1987.





forma, todas las cuencas son bastante alargadas, propensas a almacenar bastante agua de escorrentía debido a sus pendientes menores al 1%. Las cuencas se caracterizan por tener órdenes de corriente bastante altos, debido a su gran cantidad de cursos de agua y corrientes que la alimentan.

### **1.7.1. Geología Regional.**

Las características generales de la zona se destacan por la presencia de depósitos superficiales que consisten en depósitos lagunares y fluviales de pie de monte, compuesto de material conglomerático, arenas y gravas guijarrosas gruesas. Estos depósitos alcanzan, en algunos sectores, potencias de hasta 20 metros. En términos geológicos y morfológicos esta llanura es una “cuenca de sedimentación”.

La estratigrafía de la región ha permitido definir zonas de rellenos sedimentarios procedentes del cuaternario ( $Q_s$ ), en una región bastante extensa de la zona. Otras de las formaciones prominentes en la zona es la Formación Pichilingue ( $Q_p$ ) y La Formación Balzar. ( $PI_B$ )

En cuanto a fallas y discontinuidades, la región costera está limitada estructuralmente por la falla oculta inferida Guayaquil-Babahoyo. En el sector occidental de la falla se ubica la denominada plataforma del Daule, donde se centran las anomalías positivas de la gravedad, las cuales están limitadas en el Sur por la cordillera Chongón-Colonche.

En el Oeste de la plataforma del Daule se encuentra la cuenca sedimentaria de Manabí, caracterizada por un relieve muy colimado y un complejo sistema de fallas que afectan a las formaciones geológicas terciarias, y limitada en el Este por las colinas de escaso relieve de la formación Balzar. Entre la cuenca sedimentaria



de Manabí y la cordillera de Los Andes, se encuentra el sistema hidrográfico del río Guayas conformado por los ríos principales: Daule, Quevedo y Babahoyo.<sup>5</sup>

### **1.7.2. Geología Local**

- **Formación Pichilingue (Q<sub>P</sub>)**

Se describe a esta formación, como un complejo sedimentario principalmente de origen fluvial. Constituye la planicie aluvial pre-reciente que se desarrolla hacia el Sur a continuación del cono San Tadeo, formando una superficie plana bisecada por los ríos actuales.

Esta formación fue caracterizada por perforaciones efectuadas en el sitio Pichilingue (cerca de Quevedo, en la vía al Empalme) de donde toma su nombre. En el mapa geológico del Ecuador (escala 1: 1'000.000) se describe a la formación como un complejo sedimentario, principalmente de origen fluvial, que se interdigita en su extremo Norte con la formación San Tadeo y hacia el Este con los conos de deyección que se presentan en el piedemonte.

La edad de la formación Pichilingue es Cuaternario (Pleistoceno Superior) con una datación radiométrica de 26.000 años (Baldock, 1982).

- **Formación Balzar. (Plioceno)**

La formación Balzar consiste de capas bien estratificadas de conglomerados, arenisca y arcilla depositadas en aguas de poca profundidad y a veces marina. Aflora en una franja de 4 Km. de ancho.

La formación Balzar en la hoja “Las Delicias” comprende areniscas guijarrosas y arcilla. Las areniscas son de color gris verdoso a amarillento. Los clastos son en su mayoría de rocas volcánicas; la forma es variable,

---

<sup>5</sup> PROMAS. Informe Componente Geología Y Geotecnia. Fase de Factibilidad. Cuenca, Ecuador, 2014. Pág. 2-6, Tomo 4.





desde subangular hasta de forma redondeada. El tamaño varía de centímetros hasta 10 mm incluidos en una matriz arcillosa y no se observa estratificación cruzada.

Las arcillas son de color café a gris y el espesor de los afloramientos en la hoja “Las Delicias” es de 15 m. Por estudios paleontológicos realizados por geólogos de Petrocomercial, se ha encontrado moluscos que han permitido datar como que corresponde al Plioceno.

- **Terrazas Indiferenciadas (Pleistoceno)**

Constituido por arcillas y arenas muy potentes y poco consolidadas, dispuestas en su mayoría en forma horizontal y sub-horizontal, trasportados por aguas torrenciales y fluviales, todos originados en las vertientes occidentales de la cordillera Occidental de los Andes, formando extensos Abanicos o Conos de Deyección, con dirección al Oeste.

- **Depósito Aluvial (Holoceno o Reciente)**

Cubren toda el área de estudio, son sedimentos fluviales del cuaternario actual, dispuestos sobre las depresiones de las formaciones anteriores. Constituida de granos finos y muy finos, como arena fina, limos y principalmente arcilla.

Los materiales muy finos tienen una plasticidad muy alta, ya que se han reportado niveles. En este grupo se incluyen los bancos de sedimentos que se descubren durante el estiaje en los cauces de los ríos, en las terrazas recientes y en los meandros abandonados.<sup>6</sup>

---

<sup>6</sup> Mapas Geológicos del Ecuador, 1986.





### 1.7.3. Sismicidad y Vulcanismo

La costa Ecuatoriana se encuentra ubicada en la región denominada Cinturón de Fuego, que es una zona propensa a experimentar los efectos de terremotos y erupciones. Esta zona del Ecuador ha soportado pocos sismos destructivos, siendo la más afectada, la parte norte en la región en la provincia de Esmeraldas. La zona del proyecto, según su ubicación en cuanto al riesgo sísmico, tiene poca influencia a sufrir terremotos de gran magnitud o que afecte severamente la estructura.

Así mismo en el Ecuador existen alrededor de 44 volcanes y es considerado como un país con mayor índice de volcanes activos, que según los registros actuales, 13 son potencialmente activos con incidencia sobre áreas pobladas. El área del proyecto no se ve amenazada por riesgo volcánico debido a su ubicación geográfica entre la sierra y costa del Ecuador, aunque se tiene antecedentes de influencia de ceniza que puede afectar fuentes de agua o similares.<sup>7</sup>

---

<sup>7</sup> PROMAS. Informe Componente Geología Y Geotecnia. Fase de Factibilidad. Cuenca, Ecuador, 2014. Pág. 17-20, Tomo 4.



## 2. MARCO TEÓRICO DE REFERENCIA

### 2.1. Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos

Los principales parámetros, que involucran la compactación de los suelos en la construcción de presas de tierra, deben darnos una idea clara del comportamiento del suelo en las condiciones requeridas para cumplir este fin.

Su estudio nos permitirá tener una acertada apreciación de su comportamiento sometido a deformaciones, tensiones internas así como la influencia del medio ambiente, para lo cual se necesita conocer, en las mejores condiciones de compactación, que tan plástico, flexible, permeable y resistente será el terraplén de la presa una vez compactado, y; su respuesta ante estados fundamentales como son la compactación, la consolidación, la resistencia a corte una vez consolidado y drenado, y la permeabilidad del terraplén en estas condiciones.

### 2.2. Propiedades Físicas de los Suelos

Las propiedades físicas más importantes de los suelos que se deben considerar en la construcción de terraplenes son:

- **Gravedad Específica (Gs)**

El peso específico o gravedad específica de los sólidos de un suelo, se define como el cociente del peso al aire de un volumen dado de partículas de un suelo para el peso de volumen igual de agua a 4<sup>o</sup> C.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad [2.1]$$

En donde:

$\gamma_s$  = peso específico de los sólidos, en grs/cm<sup>3</sup> .

$\gamma_w$  = peso específico del agua a 4<sup>o</sup> C, en grs/cm<sup>3</sup>.





Según el tipo de suelo, así como el tamaño de sus partículas, puede diferir el cálculo de la gravedad específica  $G_s$ . El valor de la gravedad específica es útil para calcular la relación de vacíos de un suelo y para graficar la recta de saturación máxima en el ensayo de compactación Proctor.

- **Límites de Atterberg o límites de Consistencia.**

Existen suelos que al ser remoldeados, cambiando su contenido de agua, adoptan una consistencia característica, que desde tiempos antiguos se denomina, *Plástica*. Pronto se reconoció que existía una relación específica entre la plasticidad y las propiedades fisicoquímicas determinantes en el comportamiento mecánico de las arcillas por lo que la plasticidad dejó de ser una cualidad puramente descriptiva para volverse una propiedad ingenieril de interés científico.

Puede definirse a la plasticidad, como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elásticos, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.<sup>8</sup>

Para medir la plasticidad de las arcillas se ha desarrollado varios criterios, el cual Atterberg especificó que la plasticidad es un propiedad circunstancial dependiendo del contenido de agua. Según el contenido de agua, el suelo puede experimentar varios estados.

El contenido de agua en el punto de cambio de estado semisólido a plástico se denomina el límite plástico, y de estado plástico a líquido es el límite líquido.

---

<sup>8</sup> BRAJA M. Das- Fundamentos de Ingeniería Geotécnica - Capítulo VI-Pág 127. Thomson Learnig. 2001 Mexico







- **Limite Plástico**

Es el contenido de agua con el cual los suelos cohesivos pasan del estado semi-sólido al estado plástico. En el laboratorio, el límite plástico es el contenido de agua al cual los rollos de suelo que se están ensayando, se agrietan y comienzan a separarse durante la operación de rolado cuando llegan a los 3mm de diámetro. Naturalmente, si se agrietan antes de llegar a los 3cm el contenido de agua es menor al límite plástico y si al llegar a ellos no se ha agrietado, el contenido de agua es mayor que el límite plástico.

- **Limite Líquido**

Se define como el contenido de agua con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico e indica el contenido de agua, con el cual el suelo tiene cierta consistencia. Está expresado como un porcentaje del contenido de agua en relación al peso seco que debe tener un suelo remoldeado, de manera que, al ser sometido al impacto de 25 golpes bien definidos según la práctica normada, se cierre la ranura de dimensiones estándar sin resbalar en su apoyo.

- **Índice de Plasticidad**

Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo.

Se calcula con la ecuación:

$$IP = LL - LP \quad [2.2]$$

En donde:

$IP$  =Índice de Plasticidad

$LL$  =Limite líquido

$LP$  =Limite Plástico





Además se debe tener en cuenta que, el índice de plasticidad puede estar bajo las condiciones siguientes:

- Cuando no puede determinarse el límite plástico, el índice de plasticidad debe informarse como no plástico (NP).
  - Cuando el límite plástico es igual o mayor que el límite líquido, el índice de plasticidad debe indicarse como Cero.
- **Granulometría**

El análisis granulométrico de un suelo, consiste en determinar los diferentes tamaños de las partículas y los porcentajes en que estos intervienen en su universo que lo componen. Es un indicativo para determinar ciertas propiedades de los diferentes suelos y para proceder a su clasificación.

Una adecuada clasificación del suelo conduce a tener una primera idea del comportamiento de este y muchas de las veces este factor, junto con la plasticidad, suele ser suficiente para predecir su comportamiento mecánico.<sup>9</sup>

Los dos sistemas, ampliamente usados por los ingenieros en el mundo, los cuales usan la distribución de tamaños y plasticidad, son el sistema de Clasificación AASHTO, usado generalmente para carreteras y el Sistema Unificado de Clasificación del Suelo, SUCS, usualmente usado por los ingenieros geotécnicos.

El sistema de clasificación SUCS separa al suelo en dos amplias categorías:

---

<sup>9</sup> BLÁZQUEZ, Luis Bañón –Manual De Carreteras. Capítulo XV página 20





1. Suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G a S. G significa grava o suelo gravoso y S significa arena o suelo arenoso.
2. Los suelos de grano fino con 50% o más pasando por la malla No. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M, que significa limo inorgánico, C para arcilla inorgánica u O para limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se usa para turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos.<sup>10</sup>

Además, las propiedades ingenieriles que se deben tener en cuenta en la construcción de terraplenes, son las que se muestran a continuación.

- **Densidad o Peso Específico ( $\gamma$ )**

La cantidad de materia sólida presente por unidad de volumen, recibe el nombre de densidad o peso específico del suelo. Una de esas propiedades es el estado o grado de compactación, que se expresa generalmente en términos de densidad relativa.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad [2.3]$$

Dónde:

$w$  : Peso del Suelo

$v$  : Volumen Unitario

---

<sup>10</sup>DAS, Braja M. - Fundamentos de Ingeniería Geotécnica - Capítulo II página 39. Thomson Learnig. México, 2001.



El peso por volumen unitario del suelo excluido el agua, se denomina *peso específico seco*.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad [2.4]$$

Dónde:

$W_s$  : Peso del Suelo Seco

$V$  : Volumen Unitario

- **Fricción Interna**

La fricción pura de Coulomb, equivale a la simple resistencia de la fuerza cortante en la teoría de la elasticidad. La fricción interna suele expresarse geoméricamente como el ángulo de fricción.

$$f = \tan(\phi) \quad [2.5]$$

Dónde:

$f$  =coeficiente de fricción interna

$\phi$  = ángulo de fricción interna

Entonces la componente friccional de la resistencia a la cortante,  $\tau_{\max}$  de una masa de suelo, equivale a:

$$\tau_{\max} = N \tan(\phi) \quad [2.6]$$

Dónde:

$N$  =fuerza perpendicular que actúa sobre dicha masa.

$\tau_{\max}$  =resistencia a cortante.

El valor aumenta junto con la densidad, la angulosidad y la granulometría de las partículas; es relativamente indiferente a la velocidad de carga y el tamaño de las partículas y puede aumentar o disminuir bajo cargas repetitivas o cíclicas.





- **Cohesión.**

Es la máxima resistencia del suelo a la tensión y resulta de la compleja interacción de muchos factores, como la adherencia coloidal de la superficie de las partículas, la tensión capilar de las películas de agua, la atracción electrostática de las superficies cargadas, las condiciones de drenaje y el historial de esfuerzos.

Sólo existe verdaderamente cohesión en el caso de arcillas que tienen contacto de canto con cara entre sus partículas. Los suelos o terrenos no plásticos de grano fino pueden exhibir una cohesión aparente cuando están en condiciones de saturación parcial.

El valor de cohesión que se utiliza al diseñar, depende directamente de las condiciones de drenaje bajo la carga impuesta, así como del método de prueba que se emplee para calcularlo, por lo que se debe evaluar cuidadosamente.

- **Compresibilidad**

Esta propiedad define las características de esfuerzo-deformación del suelo. La aplicación de esfuerzos agregados a una masa de suelo origina cambios de volumen y desplazamientos.

La compresibilidad de las arcillas saturadas se expresa como el índice de compresión  $c_c$ , junto con una evaluación de la máxima presión a la que hayan sido sometidos antes. Este valor se calcula por medio de pruebas de laboratorios unidimensionales estándar de consolidación.



## 2.3. Propiedades Mecánicas de los Suelos en Terraplenes.

### 2.3.1. Resistencia a Cortante del Suelo

La resistencia a este esfuerzo está implícita en el valor de la capacidad soportante de cimentaciones, estabilidad de taludes, diseño de muros o paredes de retención, e incluso sobre el diseño de pavimentos. Por consecuencia, tanto las estructuras como los taludes deben ser estables y seguros frente a un colapso total, cuando éstos sean sometidos a una máxima aplicación de cargas.

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales. Dicha teoría afirma que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante y no solamente por la presencia de un esfuerzo normal máximo o un esfuerzo cortante máximo. Así entonces la relación fundamental del esfuerzo cortante y el esfuerzo normal sobre un plano de falla se detalla en la siguiente figura.

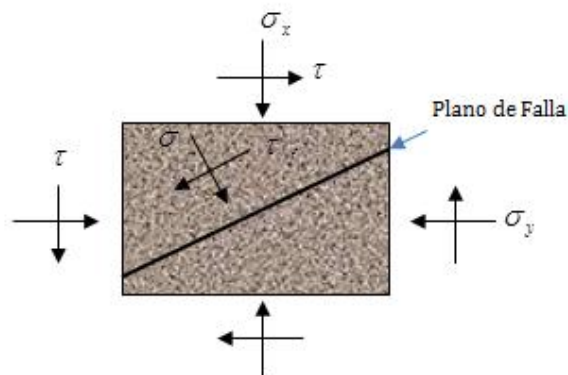


Figura 2.1. Criterio de falla en una masa de suelo Mohr-Coulomb

De la Figura 2.1 y de expuesto en el párrafo anterior, el esfuerzo cortante en el plano de falla está en función del esfuerzo normal en el plano de falla.

$$\tau_f = f(\sigma) \quad [2.7]$$





En donde:

$\tau_f$  = Esfuerzo cortante sobre el plano de falla

$\sigma$  = Esfuerzo normal sobre plano de falla

La envolvente de falla definida por la ecuación [2.7] es representada por una línea curva, pero en la mayoría de problemas de mecánica de suelos es suficiente aproximar la curva de envolvente de falla a una función lineal del esfuerzo normal.<sup>11</sup>

Esta relación se escribe de la siguiente manera:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad [2.8]$$

Donde:

$c$  = Cohesión

$\phi$  = Ángulo de fricción interna

Para la evaluación de la resistencia a corte en terraplenes de presas, uno de los ensayos más utilizados es el ensayo de corte directo que sirve para determinar de forma relativamente rápida, las propiedades de los materiales consolidados y drenados. Por medio de este ensayo se puede determinar de forma sencilla los parámetros del suelo relacionados con la resistencia cortante, como son: el ángulo de fricción interna  $\phi$  y la cohesión  $c$ ; este último en caso de suelos cohesivos finos como arcillas y limos, ya que la mayoría de las arenas no presentan cohesión.

Las condiciones en las que se debe realizar el ensayo, como el caso de terraplenes compactados, tienen como objetivo evitar la influencia de la presión hidrostática en la resistencia a cortante de la muestra, ya que las trayectorias que

---

<sup>11</sup>DAS, Braja M.: Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica”, Thomson and Learning, México 2001, pág. 207.





tiene que atravesar el agua por la muestra son lo suficientemente cortas permitiendo que la presión de poro sea disipado. Al aplicar la carga se realizará de la forma más lenta posible que permita que el que el agua contenida en los poros del suelo sea drenada para evitar que la presión de poro ejerza resistencia a cortante en el suelo.

### **2.3.2. Permeabilidad**

Es la capacidad, de una masa de suelo o terreno, de permitir el flujo de líquidos a través de un gradiente hidráulico. Las permeabilidades de casi todos los tipos de suelo son muy variables y dependen en gran medida de variaciones relativamente pequeñas de la masa del suelo.

Puesto que generalmente depende del tamaño y la continuidad del espacio poroso del suelo y, en consecuencia, del tamaño de las partículas de este, la permeabilidad es típicamente una propiedad anisotrópica cuyo valor es más alto en la dirección horizontal que en la vertical.

Los valores de permeabilidad de las distintas clasificaciones del suelo o terreno varían por un factor de más de 10 millones, lo que se ha constatado directamente por medio de pruebas de permeabilidad en el campo o en el laboratorio, e indirectamente por pruebas de consolidación y análisis del tamaño de las partículas. Las mejores cuantificaciones se obtienen con pruebas de bombeo en pozos a cielo abierto en el campo.

El estudio del flujo de agua a través del suelo, servirá para medir el grado de infiltración y de estabilidad de presas de tierra o estructuras de retención sometidas a fuerzas de infiltración.

Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas el gasto queda expresado por





$$Q = \frac{dV}{dt} = kAi \left( \frac{cm^3}{seg} \right) \quad [2.9]$$

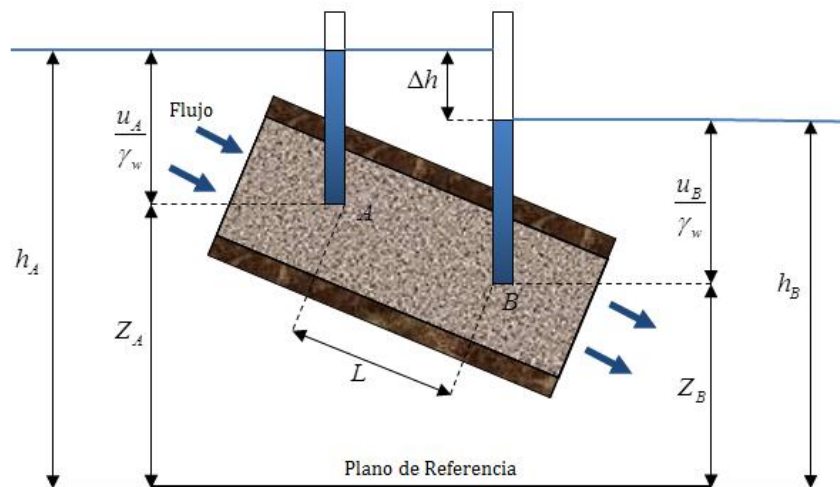


Figura 2.2. Carga de presión, carga de elevación y cargas totales para flujo de agua a través del suelo.

En la Figura 2.2 se puede ver que, A es el área total de la sección transversal del filtro e  $i$  el gradiente hidráulico del flujo, medido con la expresión.

$$i = \frac{h_i - h_L}{L} \quad [2.10]$$

En cualquier punto del flujo de la altura piezométrica  $h$  es la carga de la elevación  $z$  del punto más la carga de presión en dicho punto. La carga de velocidad se desprecia en razón de la pequeñez de la velocidad en medios porosos. La diferencia  $h_1 - h_2$  representa la pérdida sufrida por el flujo en el desplazamiento  $L$ , esa energía perdida se transforma en calor.

En las ecuaciones anteriores aparece una constante física  $k$  llamada coeficiente de permeabilidad del Suelo y sus unidades se expresan en  $cm/s$  y la descarga en  $m^3$  lo que corresponde a una velocidad.

Por lo que se puede definir a la Permeabilidad como la propiedad que tiene el suelo de transmitir el agua y el aire, que es una de sus cualidades más



importantes que han de considerarse, la cual depende de factores como la viscosidad del fluido, distribución del tamaño de los poros, distribución granulométrica, relación de vacíos, rugosidad de las partículas minerales y grado de saturación del suelo. Además que mientras más permeable sea el suelo, mayor será la filtración.

En los suelos arcillosos la estructura juega un papel importante, debido a la concentración iónica y la cantidad de capas de agua adherida a la partícula de arcilla.

### 2.3.3. Consolidación

Se define como el asentamiento que experimentan los suelos debido al escape de agua desde su interior por acción de las sobrecargas impuestas. La consolidación es un proceso que se produce en los suelos y consiste en la reducción del volumen total del suelo provocado por la colocación de una carga o el drenaje del terreno.

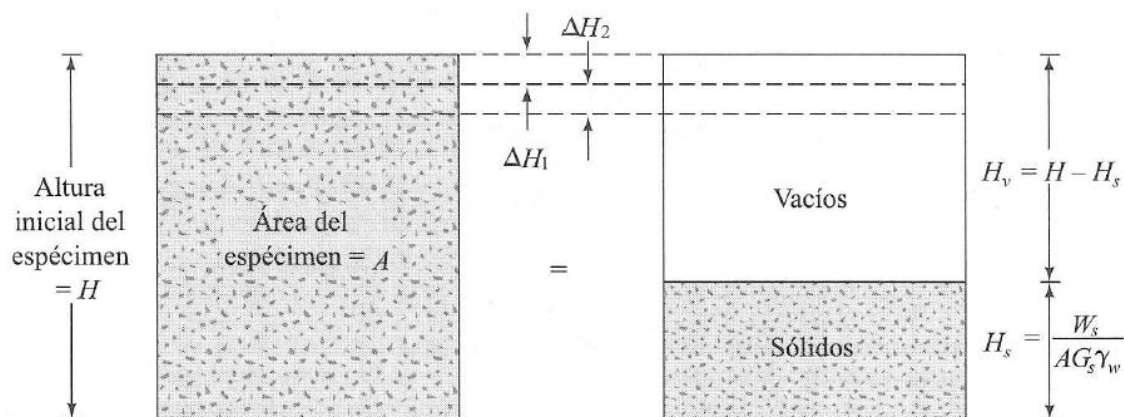


Figura 2.3. Cambio de altura del espécimen en una prueba de consolidación unidimensional

En los suelos saturados de baja permeabilidad dichas compresiones no ocurren simultáneamente con la aplicación de la carga como sucede en los materiales





granulares, debido a que el acomodamiento de las partículas, que es el componente principal de la deformación, solo puede darse, si es que parte del agua que contiene el suelo es expulsada de su interior. Si el suelo es poco permeable, la expulsión de dicha agua requerirá tiempo.

La teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, permite determinar la deformación vertical en el tiempo de un suelo saturado, confinado lateralmente y sometido a presión vertical; y, es aplicable fundamentalmente a las arcillas saturadas o a materiales semejantes.

Los aspectos del fenómeno de consolidación más importantes son:

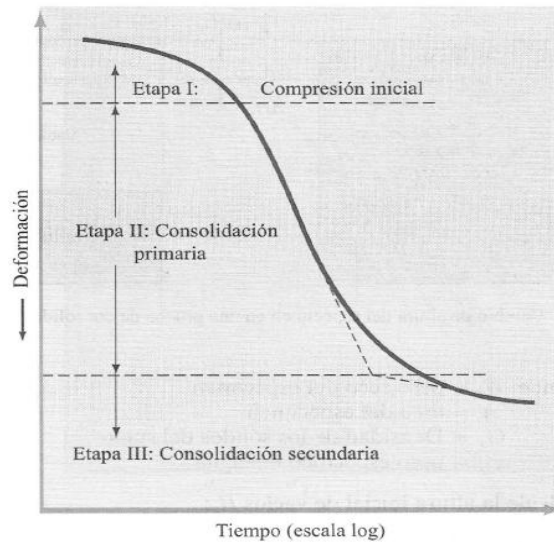
- La magnitud de la deformación que se presenta bajo carga.
- La evolución con el tiempo de la deformación sufrida por el suelo bajo una carga determinada

En general, el asentamiento causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

- *Asentamiento inmediato*, provocado por las deformaciones elásticas del suelo sin ningún cambio en el contenido de agua. Los cálculos del asentamiento inmediato se basan en la teoría de la elasticidad.
- *Asentamiento por consolidación primaria*, es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua contenida en los espacios vacíos.
- *Asentamiento por consolidación secundaria*, se observa en suelos saturados cohesivos y es el resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Este sigue al asentamiento por consolidación primario bajo un esfuerzo efectivo constante.



En la Figura 2.4, tiempo-deformación durante la consolidación se ilustra la deformación del suelo en base al tiempo.



*Figura 2.4. Curva esfuerzo-deformación durante la consolidación para un incremento de carga dado*

- **Velocidad De Consolidación**

Terzaghi (1925) propuso la primera teoría para considerar la velocidad de consolidación unidimensional en suelos arcillosos saturados. Para de derivación matemática se basa en las siguientes suposiciones:

1. El sistema arcilla-agua es homogéneo.
2. La saturación es completa.
3. La compresibilidad del agua es despreciable.
4. La compleción de los granos del suelo es despreciable.
5. El flujo del agua es solo en una dirección.
6. La ley de Darcy es válida.

Durante la consolidación la razón del cambio en el volumen del elemento es igual a la razón de cambio de volumen de vacíos de la estructura del suelo



- **Coeficiente De Consolidación**

El coeficiente de consolidación  $c_v$  generalmente disminuye conforme el límite líquido del suelo aumenta el rango de variación de  $c_v$  para un límite líquido de un suelo dado es bastante amplio. Para un incremento de carga dado sobre un espécimen, existen dos métodos gráficos, el método del logaritmo del tiempo propuesto por Casagrande y Fadum (1940) y el método de la raíz cuadrada propuesta por Taylor (1942). El método del logaritmo del tiempo consiste en determinar el coeficiente de consolidación  $c_v$  a partir de un grado de consolidación de promedio dado  $U(\%)$

$$C_v = \frac{T_v * H_{dr}^2}{t_v} \quad [2.11]$$

Donde:

$H_{dr}$  =trayectoria de drenaje promedio más larga durante la consolidación

#### **2.4. Teoría de la Compactación.**

El suelo constituye uno de los materiales de construcción más antiguos en el mundo; desde que se tienen registros, 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 lo que, “El uso más importante del suelo y roca partida es la construcción de rellenos.”<sup>12</sup>

---

<sup>12</sup> SOWERS, George B; SOWERS George F. Introducción en la Mecánica de Suelos en Cimentaciones. Capítulo V. Página 259. Editorial Limusa S.A. México, 1978.





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 del proyecto como en la construcción. Por lo que se ha puesto un especial interés, y se ha mejorado las técnicas y métodos, en la manera 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.

#### **2.4.1. Mecánica de la Compactación**

No fue hasta 1930, que P.R. Proctor indicó el camino de la compactación efectiva a bajo costo, en donde consideraba además del contenido de agua, la energía de compactación.

Se define a la compactación como un proceso mecánico (energía) con el cual se obtiene una reducción del índice de poros ( $e$ ) y un incremento del peso específico seco ( $\gamma_d$ ) de cualquier suelo. Se asemeja a la consolidación por cuanto reduce el índice de poros, pero se diferencia en que la consolidación es un proceso natural, que es función del tiempo, donde se aplica una carga que provoca la expulsión del aire y agua de los poros del suelo.

La energía del proceso es suministrada por el esfuerzo de compactación de la máquina de compactar y su eficacia depende del tipo de partículas y de la manera como se aplica dicho esfuerzo.





El aumento de la humedad facilita la compactación o reducción del índice de poros pero si esta humedad es muy alta, la compactación puede llevar a los suelos a la saturación con lo cual se crea un esfuerzo neutro que impide el esfuerzo de compactación. Se puede decir que la saturación es el límite teórico de la compactación para una humedad dada. En el caso de suelos con contenido de finos (materiales que pasan por el tamiz # 200) siempre quedará aire ocluido en los poros, por mucha energía de compactación que se aplique, razón por la cual no se logra la saturación del suelo y, menos aún, la expulsión de agua completamente de los poros del mismo.

Los métodos usados para la compactación, siempre dependerán del tipo de material con el que se trate y, una vez puesto en práctica, de los equipos disponibles para el trabajo. Su eficiencia dependerá, independientemente del tipo de compactación, de varios factores y del análisis de cada uno de estos mediante procedimientos estandarizados que reproduzcan la compactación de laboratorio en el campo.

Los factores más importantes que se deben tener en cuenta en el proceso de compactación, serán la humedad del suelo antes de iniciar el proceso y la energía empleada, ya que siempre se deberá especificar: el peso específico del suelo compactado con la energía utilizada para este proceso.

Finalmente, la importancia de la compactación radica en que este proceso aumenta la resistencia y disminuye la capacidad de deformación del suelo aplicada a rellenos artificiales como presas, diques, caminos, terraplenes etc. además de que influye en las propiedades de la masa compactada como son la compresibilidad, resistencia a cortante y la permeabilidad.





### 2.4.2. Relación entre el peso específico seco $\gamma_d$ , la humedad $\omega$ , y la energía de compactación.

La importancia de la humedad del suelo se ilustra con el experimento que realizó Proctor (1933), en donde idealizó la prueba de compactación dinámica, que consiste en colocar una muestra de suelo en un molde de volumen establecido, y dejar caer un martillo o pistón, de una altura fija, un determinado número de veces. Este proceso se realiza a la muestra separada en 6 u 8 porciones, en donde cada porción se le administra una cantidad de agua cada vez mayor, desde cero hasta un punto intermedio del límite líquido al plástico, con el mismo esfuerzo o energía de compactación.

La energía de compactación por unidad de volumen (*energía específica de compactación*) de la *Prueba Proctor Estándar* se cuantifica mediante la expresión:

$$E = \frac{W * h * n * N}{V} \quad [2.12]$$

$$E = \frac{(24,4N)(0,3048m)(3)(25)}{943,3 * 10^{-6}m^3}$$

$$= 591,3 * 10^3 N - m/m^3$$

$$= 591,3KN - m/m^3$$

Donde:

$$W = \text{peso del pisón o martillo} = 24,4N$$

$$h = \text{altura de caída del pisón o martillo} = 0,3048m$$

$$n = \text{número de capas} = 3$$

$$N = \text{número de golpes/capas} = 25$$

$$V = \text{Volumen del Molde} = 943,3 * 10^{-6}m^3$$





Si un suelo con contenido de finos se compacta con la energía de compactación de la *Prueba Proctor Estándar* y diferentes humedades, se obtiene una curva como la que aparece en el Grafico 2.1.<sup>13</sup>

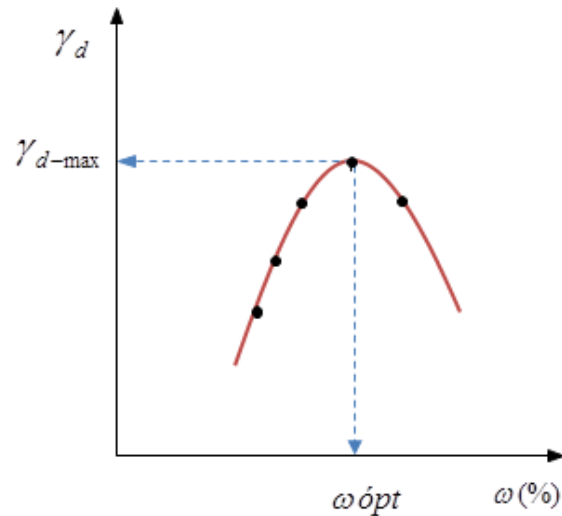


Grafico 2.1. Curva de compactación Proctor

Al realizar una gráfica en donde cada punto corresponda a una muestra de un mismo suelo con diferentes humedades  $\omega$ , y una misma energía de compactación Proctor, obtenemos diferentes valores del peso específico húmedo,  $\gamma$ , correspondiente al material compactado en el molde. Conociendo los valores de la humedad óptima,  $\omega$ , y del peso específico de cada muestra compactada con la misma energía de compactación, podemos calcular el peso específico seco,  $\gamma_d$ , mediante la siguiente relación:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \omega} \quad [2.13]$$

<sup>13</sup>LAMBE, T.W., "Soil Testing for Engineers", John Wiley and Sons, New York, 1951.





Dónde:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \quad [2.14]$$

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad [2.15]$$

$w_s =$  *Peso de solidos*

$w_w =$  *Peso del agua*

$w =$  *Peso del suelo compactado en el molde*

$v =$  *volumen del molde Proctor = 1/30pie<sup>3</sup>*

$w =$  *Porcentaje de humedad en el suelo.*

A medida que la humedad aumenta se obtienen pesos específicos secos mayores, debido a que el agua de los poros del suelo lubrica las partículas y provoca un mejor reacomodo de éstas hasta un valor máximo, a partir del cual, el aumento de humedad impide, con el espacio ocupado por el agua, que las partículas se unan. El agua de los poros absorbe la energía de compactación aplicada y por tanto el peso específico seco disminuye. La rama de aumento del peso específico seco se denomina “rama seca” y la de descenso “rama húmeda”.

Esta prueba fue perfeccionada y normada por la ASTM (D-648) y la AASHTO (T-99) para determinar la relación del contenido de humedad y el peso específico seco del suelo y se le conoce como Ensayo Proctor Estándar.

Evidentemente, el interés de Proctor era compactar de la forma más económica, por lo que la definición de humedad óptima tiene un carácter puramente económico, ya que es la humedad con la que se obtiene el peso específico seco máximo con un mismo costo de compactación, o sea con una misma energía. Las exigencias de la construcción de aeropistas y altas presas de tierra llevaron al desarrollo de equipos de compactación en campo, con los que se obtiene valores



del peso específico seco mayores que los obtenidos por el procedimiento Proctor Estándar. Por ello se ideó otra prueba de compactación tipo Proctor, denominada Proctor Modificado, basada en el mismo principio, variando el peso y altura de caída del martillo.

Con la observación que la energía de compactación del Proctor Modificado es 4,55 veces la energía del Proctor Estándar. Los resultados de ambas pruebas Proctor Estándar y Modificado se muestran en el Grafico 2.2.

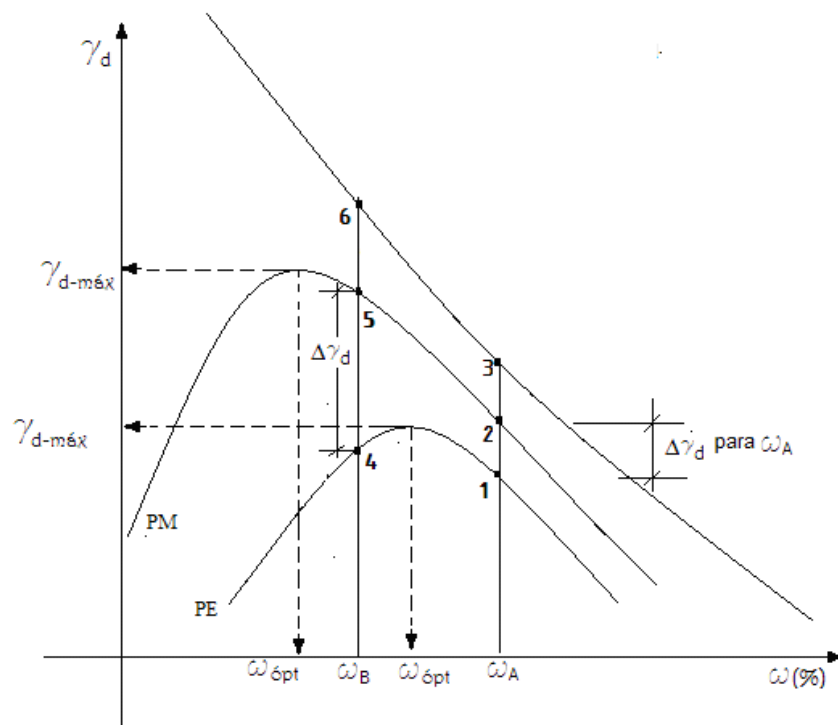


Grafico 2.2. Curva de Proctor Estándar, Proctor Modificado y curva de saturación

En el Grafico 2.2 se puede observar que para un mismo suelo al aumentar la energía de compactación implica humedades óptimas menores, para lograr pesos específicos máximos mayores. Además la humedad óptima y el peso específico seco están asociados a una energía de compactación.





### 2.4.3. Curva de saturación o curva de cero por ciento de huecos de aire (S=100%)

La humedad del suelo no varía con la compactación. Teóricamente, si la compactación pudiera eliminar todo el contenido de aire de los poros del suelo se llegaría a la saturación S=100%. Si los pesos específicos secos que corresponden a la saturación con diferentes humedades se dibujan, tendremos como resultado una curva que cae completamente arriba de la curva de compactación, que se conoce como curva de saturación total, la cual representan los pesos específicos teóricos que se obtendrían con una compactación perfecta, para diferentes valores de humedad. Esta condición se expresa mediante la expresión siguiente.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{\omega + \frac{1}{G_s}} \quad [2.16]$$

Dónde:

$$\gamma_w = \text{Peso específico del agua} = 9,807 \text{ kN/m}^3$$

$$\omega = \text{humedad, expresada en tanto por uno}$$

$$G_s = \text{peso específico relativo de las partículas sólidas humedad}$$

La curva de saturación se denomina también curva teórica de saturación, ya que por ningún medio mecánico de compactación es posible eliminar el aire contenido en los poros del suelo, por ende, no se logra la saturación. Se puede afirmar que la curva de saturación es inalcanzable e irrevisable, por mucho que se aumente la energía de compactación.

El lugar geométrico determinado por los puntos de peso específico seco máximo de varias curvas de compactación a diferentes energías, se denomina línea de óptimos y es aproximadamente paralela a la curva de saturación y es útil para interpolar valores intermedios de la humedad óptima.





#### **2.4.4. Análisis de los incrementos del peso específico seco con la energía de compactación.**

De acuerdo a la definición de humedad, vemos que ésta solo varía si se le añade o elimina agua de los poros al suelo. Por lo tanto, en el proceso de compactación, la humedad del suelo no varía y el incremento de energía de compactación provoca un incremento del peso específico seco, o sea, en el gráfico de ( $\gamma_d$  vs  $\omega$ ), ver Gráfico 2.2, si la humedad del suelo es  $\omega_A$  y se incrementa la energía a la equivalente al ensayo o prueba Proctor Estándar, se alcanza el peso específico seco representado por el punto 1. Si se le sigue aumentando la energía hasta llegar a la equivalente a la del Proctor Modificado, se alcanzaría el peso específico seco representado por el punto 2. Con esa misma humedad  $\omega_A$ , por mucho que se incremente la energía de compactación, no es posible llegar al punto 3 que pertenece a la curva de saturación o curva teórica de compactación, inalcanzable e irrebalsable, como ya se mencionó.

Se deduce pues, que con la humedad  $\omega_A$ , el incremento en el peso específico seco,  $\Delta\gamma_d$  que se logra al aumentar la energía del Proctor Estándar al Proctor Modificado (punto 1 al punto 2) es pequeño. Por otro lado, si la humedad del suelo es,  $\omega_B$  y se incrementa la energía a la equivalente de la prueba Proctor Estándar, se alcanza el peso específico seco representado por el punto 4. Si le seguimos aumentando la energía hasta llegar a la equivalente del Proctor Modificado, se alcanzaría el peso específico seco representado por el punto 5. Con esa misma humedad  $\omega_B$ , sucede también que el punto 6 es inalcanzable e irrebalsable, por mucha energía que se le aplique al suelo. En este caso, sí se logra un incremento apreciable del peso específico seco, cuando se incrementa la energía del Proctor Estándar a la del Proctor Modificado.<sup>14</sup>

---

<sup>14</sup> ARMAS Novoa, R. s Compactación de Suelos La Habana, Cuba, 2002. 14 págs Dpto. Ingeniería Civil ISPJAE





En definitiva si el incremento de energía de compactación significa incremento de costos, del Grafico 2.2 se puede ver que no es conveniente incrementar la energía de compactación cuando el contenido de humedad del suelo está por arriba de la humedad óptimo del Proctor Estándar, mientras que los suelos con humedades por debajo de la humedad óptima del Proctor Estándar si se justifica compactar con energías altas similares al Proctor Modificado.

#### **2.4.5. Objetivo de la Compactación**

La compactación de suelos no es un fin en sí mismo, sino un medio para lograr un fin. El fin es precisamente el objetivo por el cuál compactamos, que no es más que mejorar las propiedades mecánicas de los suelos: resistencia a la compresión y al cortante, permeabilidad y flexibilidad. La única propiedad mecánica de los suelos que no se mejora con la compactación es la expansión. Es por ello que también se define la compactación como un método de mejoramiento de suelos; el más antiguo y económico.

Aunque la compactación de campo: de carreteras, aeropuertos, explanaciones, presas, etc., utilizan los mismos procedimientos y equipos, los objetivos de la compactación de éstas difieren. Por ejemplo, el objetivo por el que se compacta una carretera o la explanación de un aeropuerto, es alcanzar alta resistencia a la deformación y al cortante, mientras que el objetivo por el que se compacta una presa de tierra es alcanzar alta flexibilidad y baja permeabilidad. Por todo lo anterior, debemos estudiar cómo varían estas propiedades mecánicas, que deseamos mejorar, con la humedad, el peso específico seco y la energía de compactación.

#### **2.4.6. Variación de la permeabilidad con el peso específico y energía de compactación.**

*“Las arcillas compactadas son comúnmente usadas en la construcción de presas de tierra. Como el fin principal es minimizar el flujo, la permeabilidad hidráulica,  $k$ , es el factor gobernante. En muchos casos se desea que la permeabilidad*



hidráulica sea menor que  $10^{-7}$  cm/s, lo que se logra controlando el grado mínimo de saturación durante la compactación”<sup>15</sup>.

Como se observa en el Grafico 2.3, las permeabilidades más bajas, para una misma energía de compactación y por ende para un mismo costo de compactación, se alcanzan con humedades ligeramente superiores a la óptima de dicha energía (2 ó 3%).

En cualquier suelo arcilloso, compactando con la energía del Proctor Estándar se alcanzan permeabilidades del orden de 100 cm/seg más bajas cuando se compactan con humedades ligeramente superiores a la óptima, que cuando se compacta con humedades ligeramente inferiores.

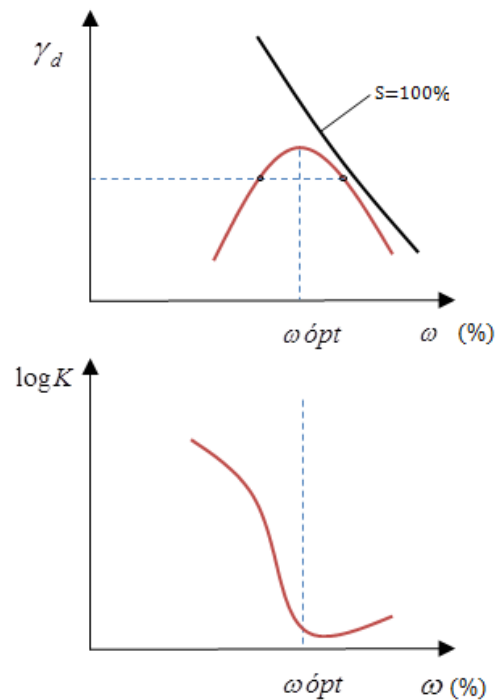


Grafico 2.3. Variación de la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco, para una energía de compactación.

<sup>15</sup> DAS, Braja M., "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Thomson and Learning, México, 2001, pág. 777-780.



### 2.4.7. 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 a la compresión  $Q_u$  simple, es el doble de la resistencia no consolidada y no drenada  $C_u$ , en pruebas triaxiales rápidas<sup>16</sup>.

En el Grafico 2.4 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 desciende bruscamente.

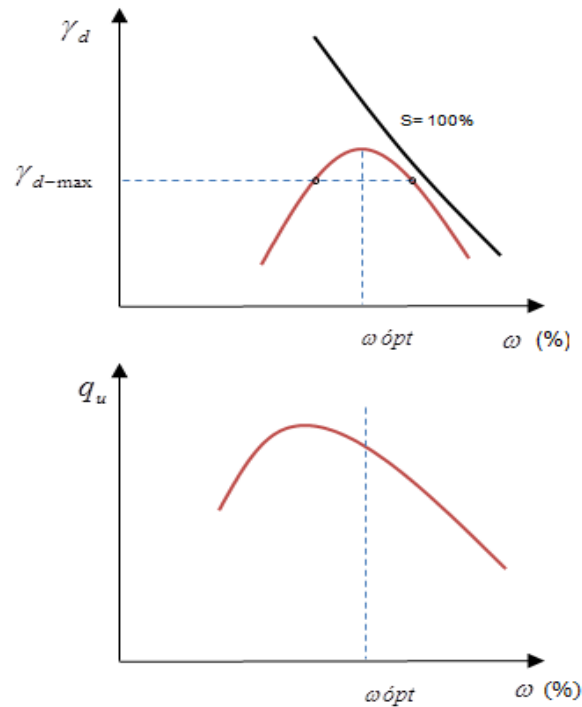


Grafico 2.4. Variación de la resistencia con la humedad y el peso específico seco para una energía de compactación.

<sup>16</sup>ARMAS, R.y Horta, E., "Presas de Tierra". Editorial ISPJAE, La Habana, Cuba, 1987, pág. 81.





#### 2.4.8. Variación de la flexibilidad con la humedad y el peso específico seco para una energía de compactación.

La curva de tensión-deformación de los suelos que se obtiene del ensayo triaxial, muestra la flexibilidad de suelo compactado. Una falla plástica (flexible) es propia de arenas sueltas y arcillas normalmente consolidadas, mientras que una falla frágil (rígida) es propia de arenas densas y arcillas preconsolidadas.

Un esquema de cómo varían las curvas tensión-deformación de ensayos triaxiales rápidos (no consolidados y no drenados) sobre muestras semisaturadas y compactadas con la misma energía de compactación y peso específico seco, pero diferentes humedades, se muestra en el Grafico 2.5.

La variación de la flexibilidad es de gran importancia para las estructuras que demandan un comportamiento dúctil, como son las grandes presas de tierra.

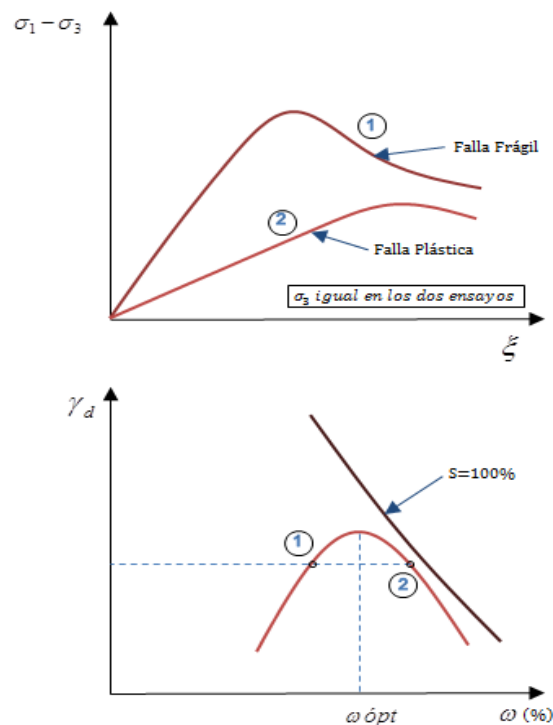


Grafico 2.5. Influencia de la humedad de compactación en el comportamiento tenso-deformacional de los suelos.



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

Al aumentar la humedad en el suelo y manteniendo el peso específico seco constante, el suelo tiende a saturarse como se muestra en el Gráfico 2.6 (punto 1-2-3-4). Por otro lado, al mantener la humedad constante y aumentar el peso específico seco, es decir la energía de compactación y con ello los costos, el suelo también tiende a la saturación, (puntos 5-6-7-8).

La línea I muestra la dirección en la que aumenta la resistencia del suelo en la medida que aumenta la saturación del mismo. La línea II muestra la dirección en la que disminuye la permeabilidad del suelo, para una saturación casi constante.

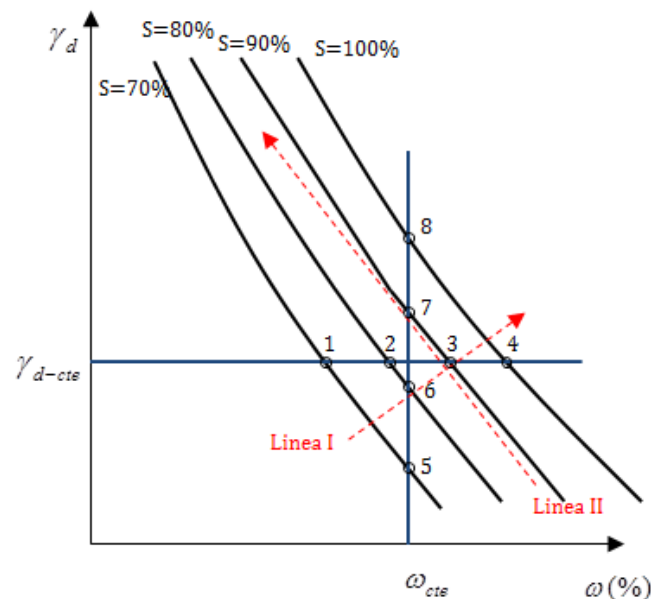


Gráfico 2.6. Variación del grado de saturación con la humedad y el peso específico seco





#### **2.4.10. ¿Que energía de compactación utilizar?**

La respuesta a esta pregunta tiene que ser dada en función de los objetivos por los cuales se compacta, que como ya vimos, es mejorar las propiedades mecánicas del suelo, de la forma más económica.

Debido a esto, los intereses de los constructores de terraplenes para carreteras, aeropistas y explanaciones difieren de los que construyen presas de tierra y diques de contención. Mientras que los primeros (“carreteros”) trabajan para obtener terraplenes resistentes, los segundos (“preseros”) priorizan las propiedades mecánicas flexibilidad y permeabilidad.

Por todo ello, para llegar a una respuesta contundente a la pregunta formulada en este epígrafe, analizaremos los siguientes aspectos que intervienen en cada tipo de construcción o estructura de tierra.

- ✓ Selección de 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 “carreteros” para alcanzar los objetivos por los cuales compactan, mayor resistencia, utilizan suelos granulares, que se encuentran en la naturaleza con humedades bajas, por su alta permeabilidad: En estos suelos un incremento de la energía de compactación logra incrementos sustanciales del peso específico seco, y por ende de la resistencia, justificándose por tanto el incremento de los costos de compactación. En definitiva los “carreteros” utilizan la energía de compactación de laboratorio correspondiente a la prueba de compactación Proctor Modificado.

Los “preseros” para alcanzar los objetivos por los cuales compactan, mayor flexibilidad y menor permeabilidad, utilizan suelos plásticos (arcillosos), que se encuentran en la naturaleza con humedades altas, por su baja permeabilidad. En estos suelos un incremento de la 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 estos terraplenes con humedades por encima del Límite Plástico, que en la inmensa mayoría de los suelos está muy cercana a la humedad óptima de la prueba Proctor Estándar. En definitiva los “preseros” utilizan la energía de compactación de laboratorio correspondiente a la prueba Proctor Estándar.

#### **2.4.11. Compactación en campo y grado de compactación**

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

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

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

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



### 2.4.12. Grado de compactación

$$G_c = \frac{\gamma_{d-\text{terraplén}}}{\gamma_{d-\text{máx}}} * 100 \quad [ 2.17 ]$$

Al igual que los conceptos de humedad óptima y peso específico seco máximo, el grado de compactación requiere referirlo a un patrón de laboratorio: Proctor Estándar o Modificado.

### 2.4.13. Control de calidad de terraplén

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

Como quiera que la energía de compactación a utilizaren obra, se define por el tipo de propiedad mecánica a mejorar (“preseros” y “carreteros”), el grado de compactación se fija en función de la importancia económica del terraplén compactado y con relación al patrón de compactación a utilizarse en el laboratorio. Así por ejemplo, se fija en carreteras alcanzar un  $G_c \geq 95\%$  de la energía del Proctor Modificado.

Aunque en muchos proyectos de carreteras solo fijan como control de compactación alcanzar el grado de compactación deseado, sin fijar en qué rango de humedades se debe obtener, esto se demuestra que es un grave error, en el aspecto económico y en el aspecto técnico.

En el caso de los “preseros”, por ser el agrietamiento la causa de falla catastrófica que con mayor interés debe atender el proyecto y la construcción, el control de compactación de las presas de tierra debe basarse en alcanzar primero, el rango





de humedades de compactación exigido por el proyecto y segundo, el grado de compactación.

En conclusión, el control de compactación de terraplenes, cualquiera que sea el objetivo alcanzar en el mismo, tiene que basarse en obtener en obra un determinado grado de compactación de la energía de laboratorio correspondiente, en un rango de humedades fijo.

### **2.5. Causa de fallas en presas de tierra y como prevenirlas**

El suelo debido a su naturaleza variable y a sus propiedades cambiantes a través del tiempo, es difícil tener un conocimiento pleno de su comportamiento. Las propiedades del suelo varían debido a la influencia del medio que les rodea, como en el caso de presas al estar rodeadas de agua que afecta de manera significativa la estabilidad de este tipo de estructuras, tendiendo a erosionar la misma, empobreciendo sus propiedades y reduciendo su resistencia.

La mayoría de estos problemas no requieren soluciones sofisticadas, pero con un buen conocimiento de las propiedades ingenieriles del suelo ayudarán en gran manera a la prevención de estos problemas, además que se podrá mejorar significativamente el factor económico construyendo obras más eficientes, económicas y sobre todo seguras, ya que la falla de una estructura de esta índole puede poner en riesgo muchas vidas humanas y cuantiosas pérdidas materiales.

Según la experiencia de constructores y proyectistas, se ha podido elaborar una lista de las principales causas de colapso o fallas en presas de tierra, teniendo en cuenta las fallas más frecuentes. Así como lo postula Armas R., las fallas graves o catastróficas más comunes en presas de tierra, según el orden de ocurrencia, se las puede enumerar de la siguiente manera



1. Rebase de la cortina.
2. Sifonamiento mecánico.
3. Agrietamiento transversal.
4. Deslizamiento del talud aguas abajo.
5. Sismos.
6. Licuación.
7. Pérdidas por filtración.<sup>17</sup>

### **2.5.1. Rebase de la Cortina**

El rebase de la cortina, se produce por el desborde del agua por la cortina provocando que esta escurra aguas abajo. Este tipo de falla constituye como la falla catastrófica más frecuente conocida. Por esta razón la presa, debe contar con un vertedero de excesos o aliviadero del vaso o embalse precisando que esta estructura sea de materiales que no sean erosionables como hormigón y elementos de mampostería.

Este tipo de falla se debe a la insuficiencia del vertedor, generalmente por una mala estimación del gasto correspondiente a la avenida máxima que éste deba desalojar. La evaluación de los posibles eventos o avenidas que tendrá lugar en la presa, requiere un adecuado diseño hidrológico. El diseño hidrológico consiste en describir probabilísticamente la ocurrencia de gastos máximos anuales por medio de una función de distribución de probabilidad, cuyos parámetros se estiman utilizando la información histórica disponible. Otra causa que puede provocar el fallo por rebase de la cortina, es el asentamiento excesivo del cimiento y del terraplén.

---

<sup>17</sup> ARMAS Novoa, Rolando. «Criterios para el diseño de Presas de Tierra: Prioridad y secuencia.» Habana, Cuba, 2002. Pág 2. Dpto. Ingeniería Civil. ISPJAE.





### ***Medidas preventivas***

- Se debe realizar estudios sistemáticos de cuencas y de escurrimientos que abarquen lapsos prolongados de tiempo. Con las nuevas técnicas y estudios hidrológicos se ha reducido este tipo de falla.
- Si el asentamiento de la estructura, producto del asentamiento excesivo del cimiento o la cortina es grande, se debe proceder con la colocación de bermas aguas arriba y abajo para distribuir la carga lo que reducirá los agrietamientos interiores de la presa. El asentamiento se produce por la consolidación del suelo por lo que puede ser monitoreado y corregido.

#### **2.5.2. Falla por Sifonamiento Mecánico.**

Cuando el agua fluye a través del suelo, su carga hidráulica se disipa venciendo las fuerzas viscosas del suelo las cuales arrastran las partículas del suelo. Las fuerzas que se oponen al arrastre del flujo son la trabazón entre las partículas y su “cohesión”, así mismo depende de la plasticidad del suelo y del acomodamiento de las partículas.

Se puede decir que el sifonamiento mecánico es la formación, por erosión progresiva, de un conducto a través de la presa o su cimiento que comienza desde aguas abajo y continua hacia aguas arriba y es producido por el aumento del gradiente hidráulico que aumenta la fuerza de filtración provocando la salida de partículas de un lugar a la salida del flujo.

Uno de los factores que contribuyen al sifonamiento mecánico es la insuficiencia en la compactación del terraplén cerca de muros y de las superficies de hormigón. Este fenómeno tiende a incrementarse una vez que ha comenzado, aumentando el diámetro de los conductos que han formado, afectando la estabilidad del terraplén.







El sifonamiento en la cimentación bajo el terraplén se debe a que su estratificación es más errática que la del terreno compactado, por lo que es necesario utilizar elementos contra filtraciones y disminuir el gradiente hidráulico.

Algunos estudios en presas sifonadas han de mostrado que existe un amplio margen de fallas por motivos relacionados con las propiedades del suelo y su plasticidad más que por la compactación como tal. Los filtros graduados son la mejor defensa contra el sifonamiento mecánico sea en la etapa que sea ya que pueden prevenir o solucionar un mal existente.

### ***Medidas preventivas***

Como ya lo establecimos, este fallo tiene dos probabilidades de ocurrencia que se pueden dar en el cimiento o en el terraplén, por lo que se debe especificar la humedad y el peso específico seco para los suelos en contacto con el hormigón, que son las zonas propensas a este tipo de falla, también se debe procurar la homogeneidad del terraplén para evitar zonas de flujo.

Para evitar el sifonamiento de la cortina algunas de las medidas que se deben tener en cuenta son:

- Utilizar suelos plásticos con un Índice Plástico mayor al 15%, resistentes al arrastre de partículas.
- Generalmente se debe compactar el terraplén con energía de compactación alta para lograr mayor trabazón entre las partículas pero dependerá del tipo de suelo.
- Compactar con humedades entre  $\pm 2\%$  de la humedad óptima del Proctor Estándar y con grados de compactación por encima del 90% de dicha energía.
- Si el suelo tiene un Índice Plástico menor 15%, el suelo se considera propenso al sifonamiento y la medida es aplicar energía alta de compactación.





Aparte de estos requerimientos, como la homogeneidad del terraplén, humedad y energía de compactación también se debe:

- Disminuir el gradiente hidráulico en el cimiento, ya sea cortando la filtración o alargarlo con estructuras como dentellones, delantales e inyecciones.
- Controlar la salida de agua al pie y sobre el talud de modo que no se produzcan arrastres de partículas, mediante drenes con filtro invertido.

### **2.5.3. Falla por Agrietamiento**

El agrietamiento es producido por asentamientos diferenciales del terraplén o en el terreno de cimentación, las cuales producen zonas de tracción. Las grietas se producen generalmente en suelos no plásticos, con índice de plasticidad menor al 15% y se presentan en gran variedad de formas. Generalmente la aparición de éstas son las que acarrearán problemas subsiguientes como el sifonamiento.

Las presas pequeñas son las más propensas a las grietas, ya que en las grandes presas, la presión interior es más grande. El agrietamiento se debe evitar, sobre todo las grietas transversales al eje de la cortina, que son las más peligrosas para el cuerpo de la presa.

Algunos estudios que se han realizado para relacionar las grietas con el tipo de material constituyente, muestra que las arcillas inorgánicas con un índice plástico menor al 15%, son más susceptibles al agrietamiento y por ende las arcillas más plásticas aguantan más deformación sin agrietamiento.<sup>18</sup>

No existe relación entre las deformaciones que se producen en la cortina y las que se obtiene en un ensayo de laboratorio. Finalmente si se aumenta sustancialmente

---

<sup>18</sup> ARMAS Novoa Rolando. «Criterios para el diseño de Presas de Tierra: Prioridad y secuencia.» Habana, Cuba, 2002. Pág 4. Dpto. Ingeniería Civil. ISPJAE





la energía de compactación, para una determinada humedad, se disminuye la flexibilidad y aumenta la vulnerabilidad y el agrietamiento.

### ***Medidas Preventivas***

La mejor forma de evitar el agrietamiento es utilizar suelos seleccionados y sobre todo con la forma de como colocarlos en el terraplén, teniendo en cuentas los siguientes criterios.

- Utilizar suelos plásticos con un Índice Plástico mayor a los 15%, más resistentes a tracciones.
- Compactar con energía de compactación baja, Proctor Estándar, y con un valor de humedad óptima cercano al límite plástico.
- Compactar con humedades en un rango de valores de  $\pm 2\%$  de la humedad óptima del Proctor Estándar y grado de compactación mayor al 90 %.
- Si los suelos tienen un Índice Plástico menor al 15%, son propensos al agrietamiento y la única medida es la compactación adecuada del terraplén con humedades por encima de la óptima del Proctor Estándar y por encima del Límite Plástico.

#### **2.5.4. Falla por Deslizamiento de Talud**

El deslizamiento del talud se produce por las fuerzas que provocan que las partículas de suelo cercanas a su frontera, se deslicen hacia abajo. El deslizamiento de talud, es quizá, el modo de falla más estudiado de todos, dado que es el más susceptible de análisis y existe un gran volumen de información técnica respecto al tema. De estos análisis se desprende que, las fallas por deslizamiento ocurren en los primeros tiempos de la vida de la presa, pero cada vez ocurren en menor medida.



Se consideran tres tipos de fallas principales por deslizamiento.

- **Falla durante la construcción.**

Son las menos frecuentes y no han sido catastróficas. Se han presentado sobre todo en presas cimentadas sobre arcillas blandas y construidas con materiales de alta plasticidad.
- **Falla durante la operación.**

Este tipo de fallas han sido de dos tipos: las profundas que invaden el terreno de cimentación y las superficiales que afectan pequeños volúmenes del talud.
- **Falla después de un vaciado rápido.**

Ocurren generalmente en el talud aguas arriba. Las fallas profundas por deslizamiento en presas de tierra han ocurrido en aquellas construidas sobre terrenos arcillosos plásticos y con importante contenido de agua.

### ***Medidas Preventivas***

- Se debe seleccionar suelos granulares más resistentes al esfuerzo cortante colocados con energía de compactación alta y humedades bajas.
- Si se usan suelos finos, no es económico aplicar energía de compactación alta y se debe procurar variar la pendiente del talud procurando que sea menos inclinado.

#### **2.5.5. Falla por sismo**

Las fallas más frecuentes ocasionadas por sismos, son grietas longitudinales en la corona y el asentamiento de la presa pero se han reportado muy pocos casos de destrucción total. Los daños son ocasionados principalmente por la componente horizontal, la que ha producido fallas por deslizamiento en cortinas deficientemente compactadas.



Se tiene indicios de que los sismos causan mas daños cuando se presentan en periodos de tiempo mayores que de una escala mayor, además que los terraplenes mal compactados pueden sufrir fuertes asentamientos causados por los sismos.

### ***Medidas Preventivas***

En zonas altamente sísmicas se deben tener muy en cuenta los efectos que producirá un sismo ya que existen métodos y procedimientos de cálculo para medir su influencia y posibles efectos.

- Se debe prever los asentamientos de la coronación, sobre todo cuando se tiene suelos no plásticos que se consolidan por un sismo.
- Se debe tener en cuenta que si una presa está formada por arenas sueltas se puede producir el colapso total de la presa frente a un sismo, por lo que se debe realizar un estudio geológico de los materiales que constituyen la cimentación y el cuerpo de la presa.
- El medio más eficaz para evitar los peligros de la formación de grietas, consiste en la construcción, aguas abajo del núcleo de impermeabilización y en toda la altura de la presa, de un filtro graduado o drenaje de chimenea.
- Cuando se produce el olaje, debido al movimiento del agua en todo el vaso, se puede resguardar dejando la cota de corona con un margen más amplio.

#### **2.5.6. Falla Por Licuación**

Está asociado a limos y arenas no plásticos, en las cimentaciones de las presas que conducen a un derrame de los mismos. Los suelos más susceptibles son los finos no cohesivos de estructura suelta y cuando están saturadas.

### ***Medidas Preventivas.***

Se debe procurar la mejor ubicación para el cierre de la presa, que según el estudio geológico, pueda garantizar que los materiales que constituyen los





préstamos y los cimientos no estén conformados por materiales propensos a la licuación como suelos finos no cohesivos y sueltos.

### **2.5.7. Perdidas por Filtración**

Constituye una falla grave en presas debido a que impide el alcance de su objetivo, que es el de almacenar agua. La ubicación del cierre y la proyección de elementos contra filtraciones son las medidas que garantizan que esta falla no ocurra. Si se quisiera disminuir, aún más, las pérdidas por filtración a través de la cortina, resulta muy recomendable compactar con humedades ligeramente superiores a la óptima del Proctor Estándar.

#### **Medidas Preventivas**

- Para evitar la falla por filtración se debe procurar una mejor ubicación del cierre y la colocación de elementos contra filtraciones, que son las medidas que garanticen disminuir las perdidas por filtración además de compactar con humedades ligeramente superiores a la óptima del Proctor Estándar.



### 3. METODOLOGÍA

El problema que entraña a la compactación del cuerpo de las presas del Proyecto PACALORI, como ya lo establecimos, dependerá primero del análisis del suelo o material del que va a estar constituido, basado en la información que se obtenga de los ensayos de laboratorio y de la correcta interpretación de los mismos.

La investigación de las propiedades ingenieriles del suelo como tal, constará de varias etapas que seguirán un orden cronológico y su evolución dependerá de la facilidad con la que se realice estos procesos. Debido a que muchos ensayos requieren un tiempo relativamente largo para su elaboración, se deberá prever el tiempo propicio para cada uno de estos teniendo en cuenta las normas y sugerencias para la elaboración de los mismos. Los ensayos se realizarán en el laboratorio de materiales de la Universidad de Cuenca, el cual en su mayoría de tiempo se encuentra ocupado por estudiantes de la facultad y que influirá significativamente en la agilidad con la que se realicen estas pruebas.

Con las muestras representativas del préstamo en estudio, debidamente geo referenciadas en el área del proyecto, se procederá con la obtención de los parámetros e índices geomecánicos que sean necesarios para el correcto análisis del suelo.

Luego se realizará el ensayo de compactación determinado para este tipo de suelo sobre las muestras preparadas con el fin de obtener y elaborar el criterio de compactación. También, se procederá a realizar el ensayo de corte directo para verificar la resistencia del suelo con el cual se obtendrán parámetros de suma importancia para el análisis de estabilidad como son la cohesión del suelo y su ángulo de fricción. Consecuentemente, el análisis de estos índices obliga a realizar un ensayo de consolidación unidimensional del suelo. Finalmente se debe realizar el ensayo de permeabilidad, que es un parámetro de suma importancia





para verificar el grado de permeabilidad que tendrá el terraplén una vez compactado.

### 3.1. Proceso de obtención de las muestras.

La extracción y obtención de las muestras fue realizada por TERRAHIDRO S.A. quienes realizaron excavaciones de calicatas en las áreas posibles de préstamo situadas en las cercanías del emplazamiento de la presas. El registro de la obtención se adjuntara en el Anexo # 1.

Las muestras se tomaron a 1m y a 3m de profundidad obteniendo muestras integrales e inalteradas, provenientes de tres calicatas ubicadas en distintas áreas del préstamo. En la tabla siguiente se muestran la ubicación por coordenadas de cada calicata.

#### PROYECTO PACALORI – MUESTRAS OBTENIDAS

CALICATA	COORDENADA		PROFUNDIDAD (m)
	N	E	
<b>C2</b>	9839033	643032	1,00 y 3,00
<b>C3</b>	9837740	642572	1,00 y 3,00
<b>C4</b>	9837027	645186	1,00 y 3,00

Tabla 3.1. Ubicación de las calicatas en la zona del Proyecto.

Las muestras después del viaje, desde la zona del proyecto, se depositaron en el laboratorio de Materiales de la Universidad de Cuenca, la cuales se encontraban en un saco y a simple vista no presentaban ningún tipo de alteración como se lo puede ver en la Figura 3.1.







*Figura 3.1. Muestras entregadas por TERRAHYDRO, debidamente etiquetadas.*

Uno de los factores que se deben tener en cuenta al momento del análisis, es la pérdida de humedad natural desde el momento que fueron tomadas hasta el momento en que se procedió el análisis, debido a que las muestras sufrieron un viaje largo con cambio de clima desde la zona del Proyecto ubicado en la provincia de Los Ríos hasta el laboratorio de la Universidad.

La humedad natural también se ve afectada por la manipulación a la que son sometidas las muestras por el mismo proceso de elaboración de los ensayos.

### **3.2. Preparación de las muestras para la elaboración de los diferentes ensayos.**

Se pretende que el material constituyente del terraplén de las presas del proyecto PACALORI, sea del material proveniente de los prestamos ubicados en la zonas aleñadas al proyecto, es decir, del material obtenido de las zonas previamente referenciadas. El material, a simple vista presentaba un aspecto homogéneo y de similares condiciones físicas. Por lo que para el análisis, caracterización y determinación del comportamiento del material, se vio conveniente mezclar las muestras de material, debido a que sus características no varían respecto a la profundidad y ubicación en la zona de del proyecto.

Esta aseveración se hace en función de los resultados preliminares obtenidos por parte de TERRAHIDRO S.A. y por algunos ensayos anteriores realizados por la Universidad de Cuenca, la cual se adjuntará en el Anexo #2, que catalogaron a este suelo como un limo-arcilloso inorgánico tipo MH, con índices de plasticidad por encima del 20%. Con esta información se puede tomar la decisión de utilizar un solo tipo de suelo, como se lo puede ver en la Figura 3.2, que asemeje lo más posible al material de construcción para el terraplén de las presas de tierra homogéneas tratando de simular al máximo las condiciones del terraplén una vez puesta en obra.



*Figura 3.2. Material mezclado de las calicatas con similares condiciones.*

### **3.3. Ensayos de laboratorio realizados.**

La selección de los diferentes ensayos a realizar, para la caracterización de un determinado tipo de suelo depende de ciertas condiciones y criterios que se tengan acerca del comportamiento de éstos. Por lo general los suelos arcillosos son muy sensitivos a la pérdida de humedad y a la manipulación exagerada, incluso “Los límites de algunas arcillas se afectan por la intensidad del



mezclado”<sup>19</sup>. En base a esto, resulta bastante complicado caracterizarlos de la manera más adecuada teniendo en cuenta también, los cambios temperatura y presión al que fueron sometidos.

Cierto tipo de ensayos requieren ensayos complementarios o repetitivos que validen o confirmen estadísticamente la información obtenida. Debido a esto, en este suelo se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio.

- Contenido de humedad natural.
- Gravedad específica del Suelo.
- Límites de Consistencia: Límite Líquido, Límite Plástico, Índice de plasticidad.
- Análisis Granulométrico.
- Ensayos de Compactación Proctor Estándar.
- Ensayo de Consolidación Unidimensional.
- Ensayos de Corte Directo Lento Drenado Consolidado.
- Ensayos de Permeabilidad (célula triaxial).

Los ensayos realizados siguen los procedimientos y métodos estandarizados sugeridos en la norma ASTM y la AASHTO, los mismos que se especificarán más adelante en cada uno de ellos. Para esto, se procedió a la calibración y ajuste de los equipos de laboratorio necesarios para la realización de las pruebas. Debido a que no se cuentan con todos los aparatos en condiciones óptimas siempre se tendrá un pequeño error experimental en la realización de los ensayos por más que se haya tenido una cuidadosa elaboración de las muestras y procesos.

---

<sup>19</sup>BADILLO Juárez – Rico Rodríguez. Mecánica de Suelos – Tomo 1 – Fundamentos de la Mecánica de Suelos. – Capítulo VI página 137. LIMUSA 2008 México.





### **3.4. Determinación de las propiedades e Índices Geomecánicos.**

#### **3.4.1. Humedad natural ( $\omega$ )**

El ensayo de la determinación de humedad natural nos permitió cuantificar la cantidad de agua presente en el suelo al momento de realizar cualquier análisis. Mediante la ejecución de este ensayo se pudo estimar de forma cualitativa algunas características mecánicas del suelo y el material utilizado fue el de la mezcla hecha previamente tratando de hacerlo de la manera más rápida para evitar pérdidas significativas de humedad.

El procedimiento seguido para la determinación de la humedad natural de este tipo de suelo fue el mismo que se utiliza para cualquier otra clase de suelo según la norma ASTM D2216-80; AASHTO T-265.

Para estos se tomaron dos muestras de nuestro suelo las cuales fueron pesadas, secadas al horno a 105°C por 24 horas y por último se obtuvo el peso de las muestras sacadas del horno. El resultado de las dos muestras se promedió entre sí para que las mismas sean más representativas.

Así tenemos que para un suelo color café oscuro obtuvo una humedad promedio de 40.31%.

#### **3.4.2. Gravedad Específica ( $G_s$ )**

Mediante la ejecución de este ensayo se pretendió determinar la gravedad específica del suelo ya que este es un parámetro fundamental para los análisis posteriores, cabe mencionar que la gravedad específica es igual a la densidad de los sólidos diferenciándose únicamente en sus unidades.

Del material pasante el tamiz N° 40 se tomó una muestra, la cual fue ensayada siguiendo el procedimiento propuesto por la ASTM D854-58 y AASHTO T100-70. En la que la humedad inicial será la humedad natural del suelo.



El proceso básico del ensayo consistió en someter una cantidad de suelo en un matraz a baño María hasta que todo el material orgánico sea expulsado mediante la ebullición. La salida del material orgánico se evidencia por la salida de burbujas. El proceso termina una vez que estas burbujas dejen de aparecer para luego proceder al secado del material.

De la muestra analizada en el laboratorio se realizó dos ensayos para obtener un promedio del cual se determinó que el suelo tiene una gravedad específica promedio de  $2.64 \text{ gr/cm}^3$ .



*Figura 3.3. Ensayo de Gravedad Específica sobre la muestra de suelo.*

La gravedad específica para este tipo de suelo, según ensayos previos realizados por TERRAHIDRO bordea los 2.69. Se debe tener en cuenta que este valor influirá de manera importante en la curva de saturación de los suelos compactos así como en su relación de vacíos.

### 3.4.3. Granulometría

El ensayo granulométrico se realizó según las normas de ASTM D422, y la AASHTO T88.

Para el análisis se procedió al lavado de la muestra por el tamiz #200 para la eliminación de los finos, el material lavado se procede al secado de 24 horas en el horno. Debido a que este material es arcilloso, al proceder al lavado, gran cantidad del material se disolvió dejando una pequeña muestra de material granular, como lo muestra la Figura 3.4.



*Figura 3.4. Material procedente del lavado de finos y secado al horno.*

Por consecuencia del tamizado, este suelo sobrepasó por más del 50% la malla #200 por lo que para su estudio, según la Clasificación SUCS se considera suelos de grano fino. El material retenido en el tamiz #200 se lo tamizó en las mallas 40, 100, y 200, como se lo puede ver en la Figura 3.5



Figura 3.5. Material procedente del lavado de finos y secado al horno.

Los porcentajes retenidos por cada tamiz se muestran en la Tabla 3.2

GRANULOMETRIA					
Tamíz	Peso Retenido Parcial	Peso Retenido Acumulado	% Retenido	% Que Pasa	% Especificado
N°40	3.00	3.00	0.60	99.40	
N°100	6.00	9.00	1.80	98.20	
N°200	4.00	13.00	2.60	97.40	
PASAN°200	0.56	13.56			
<b>TOTAL</b>	<b>13.56</b>				
P. SECO=		500 gr			
P.DESP. ENSAYO=		13.56 gr			

Tabla 3.2. Resultados del ensayo de granulometría.

#### 3.4.4. Límites de Atterberg o de Consistencia.

La determinación del límite líquido y límite plástico de un suelo debe hacerse simultáneamente, para poder establecer amplias correlaciones válidas entre los resultados obtenidos y poder determinar parámetros físicos del suelo mediante la identificación o clasificación del mismo en base a la carta de plasticidad realizada por Casagrande.





Para la realización del ensayo se tomó una muestra de material para la cual, según su contenido de agua inicial, se incorpora o se quita humedad, y para cada variación de humedad se realiza el ensayo de límite líquido y límite plástico.

➤ **Límite Plástico.**

Los ensayos realizados en el laboratorio según el procedimiento de la norma ASTM D4318, y la AASHTO T90-70, consistieron en rolar los bastoncillos del suelo hasta que se agrieten, los cuales se realizaron en dos muestras de suelo.

La Tabla 3.3 muestra los porcentajes de humedad obtenidos en el laboratorio del primer ensayo.

<b>LIMITE PLASTICO</b>					
N°	Peso	Peso	Peso	% De	%
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Humedad	Promedio
48	45.51	44.11	40.87	43.21	
158	54.37	53.01	49.75	41.72	<b>43.50</b>
18	45.01	43.67	40.73	45.58	

*Tabla 3.3. Resultados del ensayo de Límite Plástico.*

La tabla 3.4 muestra el segundo ensayo de límite plástico.

<b>LIMITE PLASTICO</b>					
N°	Peso	Peso	Peso	% De	%
Tarro	Húmedo	Seco	Tarro	Humedad	Promedio
5	50.31	48.18	42.89	40.26	
13	50.41	48.66	44.47	41.77	<b>40.45</b>
66	52.21	50.17	44.98	39.31	

*Tabla 3.4. Resultados del segundo ensayo de Límite Plástico.*







Figura 3.6. Ensayo del Límite de Plasticidad y muestras para determinar la humedad.

### ➤ Límite Líquido

El método de ensayo consistió en determinar el contenido de agua de un suelo, valiéndose de un dispositivo mecánico (copa de Casagrande) en el que con un determinado número de golpes, se establece la fluencia del suelo en condiciones normalizadas según la norma ASTM D-4318 y la AASHTO T89-68.

Se procedió a determinar el porcentaje del contenido de agua, en relación al peso seco, que debe tener un suelo remoldeado, de manera que, al ser sometido al impacto de 25 golpes bien definidos según la práctica normada, se cierre la ranura de dimensiones estándar sin resbalar en su apoyo.



Figura 3.7. Ensayo de Limite Líquido

Las Tablas 3.5 y 3.6 muestran los valores obtenidos de los ensayos realizados en el laboratorio para la determinación del límite líquido en la que se especifica el número de golpes, así como la humedad correspondiente en cada una de ellas

#### LIMITE LIQUIDO

N° Tarro	N° Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tarro	% De Humedad	% Promedio
113	35	50.4	46.56	42.41	92.53	
150	30	54.89	50.38	45.74	97.20	<b>96.38</b>
91	18	56.44	49.48	42.35	97.62	
27	12	47.22	43.46	39.63	98.17	

Tabla 3.5. Resultados del ensayo de Limite Líquido.



**LIMITE LIQUIDO**

N° Tarro	N° Golpes	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tarro	% De Humedad	% Promedio
131	40	64.07	54.58	41.17	70.77	
6	27	59.96	51.39	39.65	73.00	<b>74.57</b>
122	24	64.36	54.88	41.94	73.26	
82	12	62.45	53.96	43.51	81.24	

*Tabla 3.6. Resultados del ensayo de Limite Líquido.*

De los dos ensayos se pudo ver una variación importante en cuanto a los resultados dado que el limite liquido es una propiedad muy sensible a pequeños cambios en el procedimiento, sobre todo en arcillas plásticas.

**3.5. Ensayo de Proctor Estándar.**

El ensayo de Proctor Estándar se realizó con el objetivo de determinar la humedad óptima de compactación y por ende la densidad seca máxima del material. La determinación de la humedad óptima y la curva de compactación fueron de gran importancia ya que en base a la misma se toman los criterios para la elaboración de las muestras de todos los ensayos siguientes como son Corte Directo Lento Consolidado Drenado, Consolidación Unidimensional y Permeabilidad.

La preparación del material para el ensayo Proctor Estándar se realizó con mucha precaución y tratando de regirse al máximo en las normas ASTM D698-78, AASHTO T99-01 y la vía de proceso al realizar los ensayos, fue partir desde la rama seca hasta la rama húmeda.

Primeramente, se procedió secando el suelo a temperatura ambiente para el primer ensayo y a un secado en el horno para el segundo. El secado se procedió para su posterior disgregación, luego este material se pasó por el tamiz #10 quedando listo para la incorporación del agua necesaria, y finalmente compactarle en el molde de Proctor Estándar. Para elaborar la curva de compactación se



necesita por lo menos de 4 puntos con diferentes humedades. Se recomienda tener por lo menos tres puntos por debajo de la humedad óptima y dos por encima de este.

En cada proceso de compactación se colocó 3 capas, aproximadamente iguales, las que se compactaron con una energía de compactación de 25 golpes por capa como lo indica la norma.



*Figura 3.8. Preparación y Compactación del Suelo.*

Se decidió comenzar con humedades altas debido a que las características de este suelo, tanto como sus índices plásticos y humedad natural, indican la gran absorción de agua para la obtención de una densidad máxima.

### **3.6. Ensayo de Corte Directo Lento**

El ensayo de Corte Directo Lento tiene como objeto determinar la resistencia a corte de una muestra consolidada drenada y permitirá establecer algunos de los parámetros más importantes para la estabilidad y resistencia del cuerpo de la presa como son la cohesión y el ángulo de fricción.

Las definiciones de este ensayo pertenecen a la norma ASTM D-3080 AASHTO T236 y se consideró una deformación unitaria del 6 %. Para lo cual se utilizó la máquina de corte digital de la universidad como se lo puede ver en la Figura 3.9.



*Figura 3.9. Máquina digital de Corte marca ELE.*

Primero se colocó el espécimen o muestra de suelo compactada en la caja de cizalladura directa a la cual se aplicó un esfuerzo normal, después se procedió a saturar o drenar el espécimen, consolidar el espécimen bajo el esfuerzo normal, soltar los marcos que contienen la muestra y desplazar o aplicar la fuerza de corte con una velocidad constante de cizalladura para medir la deformación, y de igual manera los desplazamientos horizontales a medida que la muestra es cizallada.

Generalmente se ensayan tres o más especímenes que se obtendrán del proceso de compactación en las condiciones establecidas que fueron del 41% de humedad y un peso específico seco entre 1110-1120 Kg/m<sup>2</sup>. Cada muestra fue tallada para acoplarse al anillo para luego obtener su humedad inicial y húmeda final después del ensayo, como se lo puede ver en la Figura 3.10.



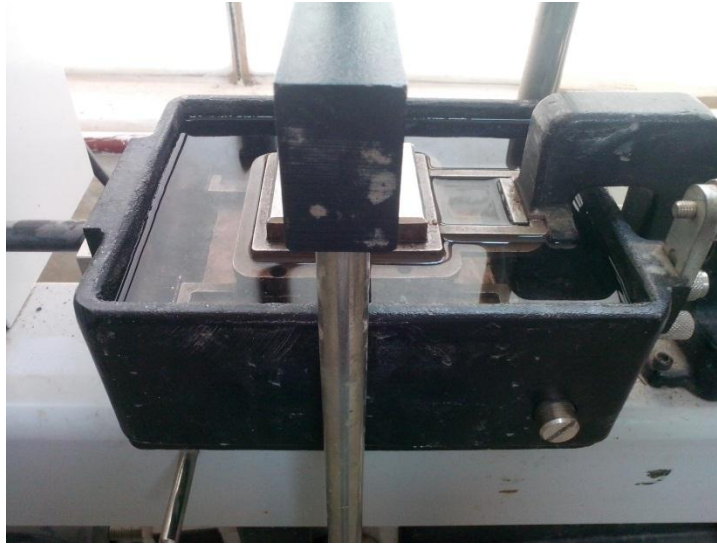
*Figura 3.10. Extracción de la muestra para ensayo de corte directo a partir de la probeta resultante del ensayo Proctor Estándar.*

Se debe tomar en cuenta que al proceso de tallar los especímenes dentro del anillo, se debe procurar que estos no coincidan con el plano de compactación o capa de unión de las diferentes capas, debido a que este plano puede ser por el cual el espécimen falle al momento del ensayo.

Una vez talladas los 3 especímenes en las mismas condiciones se ensambla la caja de corte con los marcos alineados y se bloquea. Se introduce la muestra de ensayo, luego se conecta el dispositivo de carga y se ajusta el dial para medir tanto la deformación durante el corte, como el cambio de espesor de la muestra y luego se determina el espesor inicial.

Se debe permitir una consolidación inicial de la muestra bajo una fuerza normal adecuada. Después de aplicar la fuerza normal predeterminada, se llena el depósito de agua hasta un nivel por encima de la muestra, permitiendo el drenaje y una nueva consolidación de la misma. El nivel del agua se debe mantener durante la consolidación y en las fases siguientes de corte de tal manera que la

muestra esté saturada en todo momento, como lo muestra la Figura 3.11.



*Figura 3.11. Espécimen Colocado en el anillo de carga completamente saturado.*

Durante el proceso de la consolidación deben registrarse las lecturas de deformación normal, en tiempos apropiados, antes de aplicar un nuevo incremento de la fuerza.

Se procedió a realizar 3 ensayos, con muestras en un grado de 5% menos de la humedad óptima, correspondientes a un contenido de humedad del 42% y una tasa de deformación lenta. El tercer ensayo se realizó en las mismas condiciones pero con una tasa de deformación semilenta.

Para verificar el proceso de corte drenado lento, la tasa de deformación es baja en razón de establecer las mejores condiciones del ensayo, logrando una saturación completa y la consolidación de la muestra. Esto con el fin de que se disipe la presión de poros y se realice un corte con esfuerzos efectivos.

La velocidad o tasa lenta determinada corresponde a una tasa de 0,0032 mm/min teniendo la duración de 32 horas, solo para un espécimen más un día para lograr la saturación, por lo que se pudo evidenciar los resultados de la primera muestra en 9 días después de haber iniciado. De la misma forma con el segundo ensayo.





Al realizar el ensayo de corte semilento, se lo realizó con una tasa de deformación de 0,75 mm, esto con el fin de relacionar estos resultados con los de un ensayo lento como se muestran en la Tabla 3.7.

### CARACTERISTICAS DE LOS 3 ENSAYOS REALIZADOS

Muestra	Velocidad	Tiempo Estimado
#	mm/min	horas
1	0,0032	32
2	0,0032	32
3	0,75	2

Tabla 3.7. Tasas de Deformación y tiempo estimado para la realización del corte lento.

### 3.7. Ensayo de Permeabilidad

Para medir la permeabilidad y el grado de filtración que tiene el suelo en estudio, se realizó los ensayos de la siguiente manera; una vez que ha sido compactada la muestra en las condiciones establecidas con una humedad del 42% correspondiente al 5% menos de la humedad óptima de la compactación de Proctor Estándar, se determinó el coeficiente de permeabilidad de la misma que representaría la permeabilidad del terraplén de la presa una vez en operación.

Para realizar el ensayo de Permeabilidad se requirió un equipo de pruebas triaxial en el cual se pueda suministrar un gasto constante a una muestra saturada.



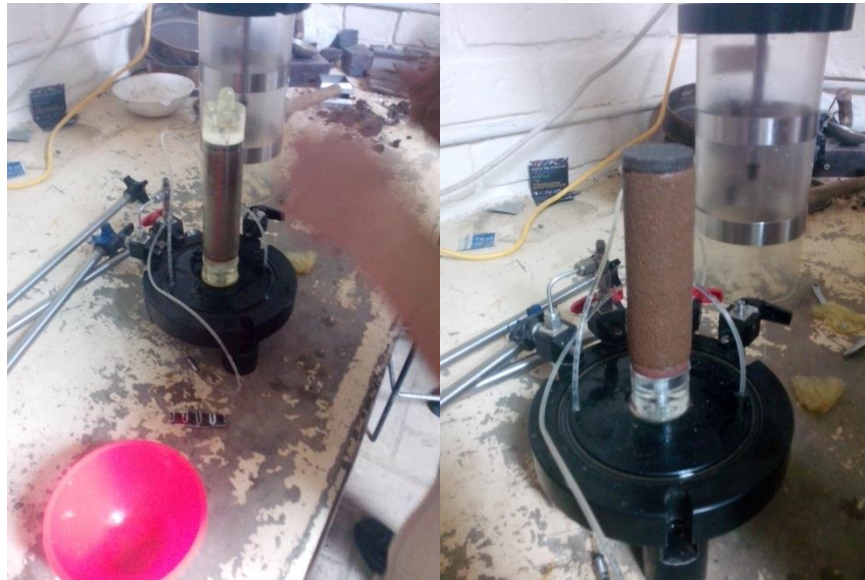




*Figura 3.12. Determinación de la permeabilidad mediante Equipo Triaxial.*

El equipo para el ensayo de permeabilidad fue previamente calibrado y revisado cada uno de sus componentes para verificar su correcta operación, así como controlar que las pipetas estuviesen funcionando correctamente.

Para la elaboración del ensayo se requiere una muestra medida y pesada que está compuesta de 5 capas, cada una compactada con 25 golpes, la cual se dejó un periodo de 48 horas cubierta con una membrana de látex para que llegara a la saturación completa dentro de la célula triaxial y por ende lograr la completa eliminación de aire.



*Figura 3.13. Probeta compactada para realización de ensayo de Permeabilidad.*

Para verificar que el gasto sea constante se procedió a suministrar agua para verificar la salida de aire además de medir la pérdida de carga entre dos puntos.

En el primer ensayo este proceso de eliminar el aire se lo realizo por los dos extremos de la muestra y en el segundo ensayo se lo realizo solo por uno. De esta forma se observaron las medidas en los dos piezómetros de tal manera que la diferencia de carga entre la entrada y la salida permanezcan constantes, es decir que se ha establecido una tasa constante de flujo.

Luego de esperar un día de saturación se logró establecer una tasa constante lo que indica que la muestra se encontraba saturada en su totalidad, teniendo así las lecturas que se muestran en las Tabla 3.8 y 3.9.



**DATOS TOMADOS DE ALTURA**

h1	h2	$\Delta h1$	$\Delta h2$	$\Delta h$ Promedio
20.00	5.00	0.00	0.00	0.00
19.50	7.60	0.50	2.60	1.55
18.40	8.60	1.10	1.00	1.05
17.20	9.80	1.20	1.20	1.20
16.20	10.80	1.00	1.00	1.00
14.80	11.90	1.40	1.10	1.25
14.00	12.90	0.80	1.00	0.90
13.20	13.80	0.80	0.90	0.85
12.30	14.80	0.90	1.00	0.95
11.30	15.70	1.00	0.90	0.95

*Tabla 3.8. Lecturas tomadas de las pipetas del equipo triaxial Ensayo 1.*

h1	h2	$\Delta h1$	$\Delta h2$	$\Delta h$ Promedio
24.50	2.00	0.00	0.00	0.00
23.50	3.00	1.00	1.00	1.00
22.00	4.00	1.50	1.00	1.25
22.50	5.00	-0.50	1.00	0.25
21.60	6.00	0.90	1.00	0.95
19.60	6.90	2.00	0.90	1.45

*Tabla 3.9. Lecturas tomadas de las pipetas del equipo triaxial Ensayo 2.*

El k medido es multiplicado por un factor de corrección que tiene en cuenta la temperatura con el fin de expresar el coeficiente k a la temperatura normal de 20°C.

Después del ensayo se procedió al peso de la muestra, medición de humedad, obtención de la relación de vacíos, gravedad específica de los sólidos.



### 3.8. Ensayo de Consolidación Unidimensional

El ensayo de consolidación es necesario para verificar, no solamente el tiempo en el que se produce la consolidación, sino también la magnitud del asentamiento que tendrá lugar debido a la deformación del suelo. Este ensayo consiste en someter una muestra de suelo confinada a una compresión axial.

Los criterios para el ensayo se tomaron según las Normas ASTM 2435-80 y consistió en analizar una pequeña muestra cilíndrica dentro de un anillo que impide la deformación transversal de la misma. Dicho anillo es colocado entre piedras porosas que permiten el drenaje por ambas caras. El anillo y las muestras son colocadas en un recipiente con agua para asegurar que la muestra este saturada durante todo el ensayo.



*Figura 3.14. Colocación de la muestra en el anillo y en el consolidado metro.*



Para medir el grado de consolidación se procedió a colocar la muestra saturada en el edómetro en donde la aplicación de la carga se realiza a través de un brazo de palanca, sometiendo la muestra a distintos grados de carga cada uno de ellos en un tiempo considerable para que la velocidad de deformación se reduzca a un valor despreciable.

Para cada escalón de carga se realizó mediciones de las deformaciones en diferentes tiempos para luego trazar estos puntos en una gráfica de deformación vs el logaritmo del tiempo.

Antes de aplicar un nuevo escalón de carga, se registró el valor de deformación y con el peso seco puede determinarse la relación de vacíos correspondiente al escalón. Repitiendo este proceso, para cada escalón de carga, se podrá realizar una curva de presión actuante vs porcentaje de vacío con la cual se elabora la curva de compresibilidad.

Teniendo las curvas de compresibilidad y de consolidación se podrá determinar parámetros como el tiempo de Consolidación Primaria  $t_{100}$ , Coeficiente de Consolidación  $C_v$  y el Índice de Compresión  $C_c$ .



## 4. DISCUSIÓN Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

### 4.1. Caracterización geotécnica básica de las muestras compactadas.

#### 4.1.1. Humedad natural del suelo.

Un aspecto importante que se debe tener en cuenta, en cuanto a la humedad natural del suelo, es que la humedad natural del suelo es relativa al mes en que ha sido tomada la muestra, ya que este parámetro está estrechamente relacionado con la época húmeda o lluviosa y la época seca de la zona del proyecto.

Para analizar esta variabilidad, se necesitaría un registro de humedades naturales del suelo en un periodo de un año hidrológico, en donde se pueda evidenciar las precipitaciones sobre la zona. Debido a que esta información es de difícil obtención, por el tiempo que se emplearía, se procedió a tomar como referencia la distribución de humedad obtenidas en el estudio de Compactación de los Suelos Residuales del Proyecto Baba<sup>20</sup>, proyecto que está ubicado en el río Baba a unos 40 km del noreste de la ciudad de Quevedo en línea recta y que representa muy bien las condiciones geográficas y meteorológicas de nuestra zona de estudio.

Como se puede ver en la Gráfico 4.1, la distribución de humedad tiene un pico entre los meses de Noviembre hasta Enero y un descenso máximo entre los meses de Julio a Septiembre.

---

<sup>20</sup> Variación anual del contenido humedad Natural – Estudio de Compactación del Proyecto Baba, 1987 pag 47.



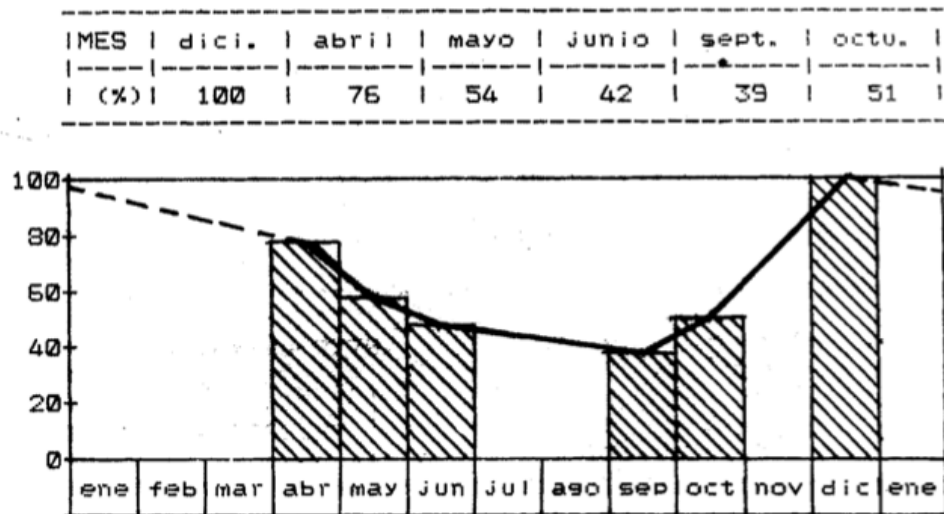


Gráfico 4.1. Variación anual del contenido de Humedad Natural del suelo.

Según esta distribución, para el mes Abril se podría esperar una disminución hasta del 20% de la humedad natural máxima en el año por lo que al tener una humedad natural alta correspondiente al 40,31% de humedad en el mes de Enero, mes en donde fueron tomadas las muestras para el presente estudio, se podría estimar que desde el mes de Diciembre hasta el mes de Febrero bordearíamos una humedad natural máxima cercana a la humedad óptima de la compactación del Proctor Estándar que bordea el 47% de contenido de humedad.

Según el contenido de humedad en el suelo, una compactación que no demande un incremento significativo de humedad se debería realizar en los meses de mayor humedad natural disponible, caso contrario a los meses de verano en el que la humedad natural se podría reducir hasta en un 50% de la humedad natural máxima, llegando a tener humedades naturales alrededor del 20% de contenido de agua en el suelo.

Así tenemos que para un suelo color café oscuro obtuvo una humedad promedio de 40.31% como se indica en la Tabla 4.1.





### HUMEDAD NATURAL DEL SUELO

N° Tarro	Peso Húmedo	Peso Seco	Peso Tarro	% Humedad	de % Promedio
160	96	83	51	40.63	<b>40.31</b>
113	78	68	43	40.00	

Tabla 4.1. Humedad Natural del Suelo.

#### 4.1.2. Clasificación del suelo

El suelo en estudio, evidentemente pertenece a la clasificación de suelos de grano finos desechando por completo la clasificación de grano grueso, como se lo puede ver en el grafico 4.2, pero se debe tener en cuenta que, “ En suelos finos en estado inalterado, las propiedades dependen de tal grado de su estructuración e historia geológica, que el conocimiento de su granulometría, resulta totalmente inútil.”<sup>21</sup>

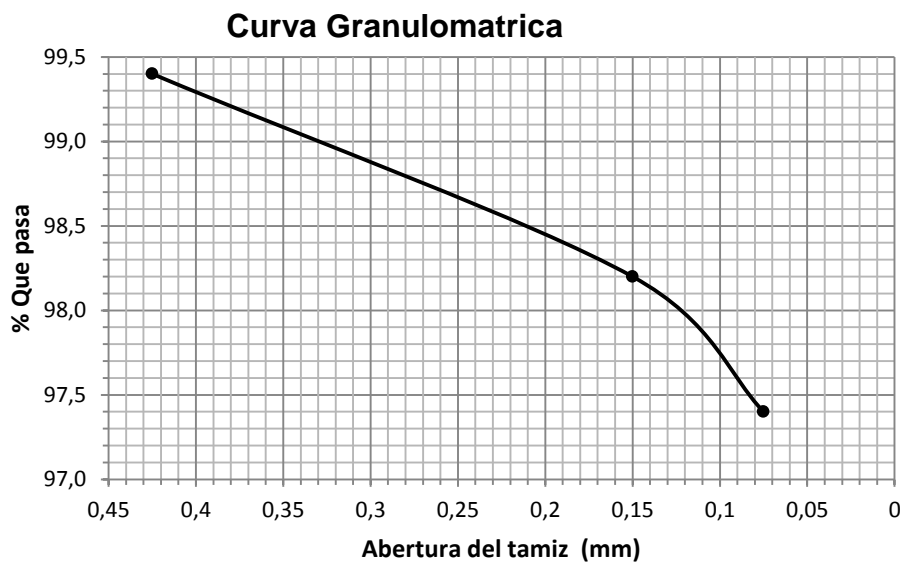


Grafico 4.2. Curva Granulométrica.

<sup>21</sup> BADILLO, Juárez – RODRÍGUEZ, Rico. Mecánica de Suelos – Tomo 1 – Fundamentos de la Mecánica de Suelos. – Capítulo V página 98. LIMUSA 2008 México.





Dado que una clasificación granulométrica no representa un indicador relevante para la caracterización de suelo, se deberá tener un enfoque en otros parámetros que arrojen información acertada sobre el comportamiento del suelo.

Según la carta de plasticidad de Casagrande, los dos ensayos realizados nos dan la siguiente clasificación; suelo MH y por su cercanía a la línea A que es la línea que separa los suelos arcillosos de los limos se le puede clasificar como suelo limo arcilloso inorgánico de media y alta plasticidad, como se muestra en el gráfico 4.3.

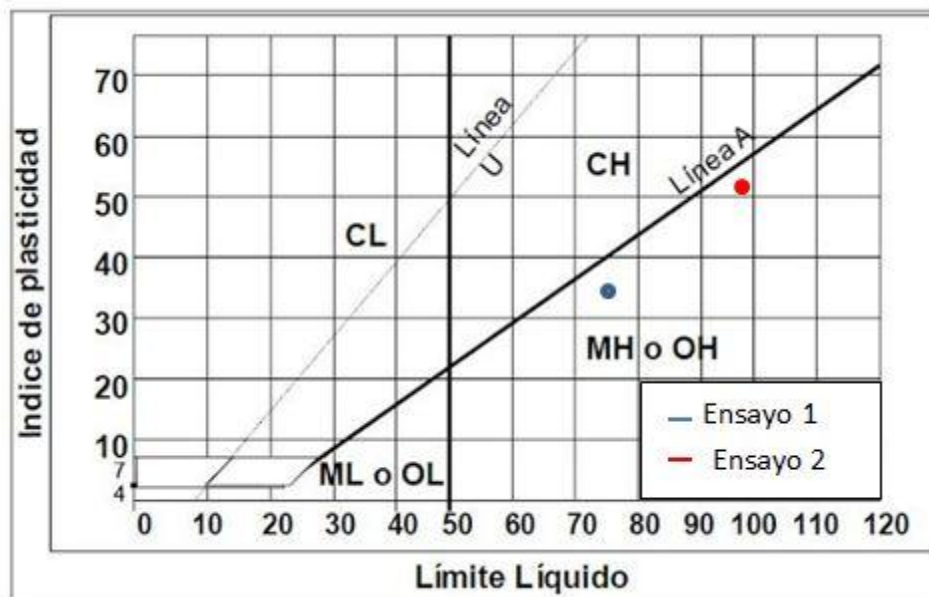


Grafico 4.3. Carta de plasticidad de Casagrande.

En los ensayos tomados como referencia de TERRAHIDRO S.A., se puede notar que el suelo tiene un límite líquido alto, que bordea valores desde el 70% incluso hasta el 99%.

Los límites obtenidos mediante los ensayos realizados, registraron valores del 74% en el primer ensayo y 96% en el segundo, lo que nos lleva a determinar que, sin importar las circunstancias que influyen en la realización de los ensayo, el límite líquido siempre estará por encima del 50%, y según el límite plástico





resultante, 40% en el primer ensayo y de 43% en el segundo ensayo, nos da la idea de alta plasticidad en este tipo de suelo.

Los valores obtenidos pueden variar por la forma en la que se realizó el ensayo, por lo que siempre se debe señalar el procedimiento para la ejecución de las pruebas, especificando si se manejó desde la humedad natural o si fue secada al horno. Tal como lo postula Badillo J, la plasticidad de las arcillas es una propiedad muy sensible que puede aumentar y disminuir con pequeños cambios en el procedimiento. Esto resulta desafortunado en pruebas de rutinas pero muy ventajosos para diferenciar arcillas que en primera instancia tengan una apariencia similar.

Según nuestra experiencia en este ensayo, la arcilla se ve afectada por el secado al horno debido a una cantidad no muy influyente, pero si considerable de materia orgánica, mientras que un secado al aire prácticamente no lo afecta. Además que, cuando se trata de arcillas, una arcilla muy seca puede tener la consistencia de un ladrillo, con plasticidad nula, y esa misma arcilla con gran contenido de agua puede presentar, incluso, las propiedades de un líquido. Entre estos dos extremos se tiene un contenido de agua en que la arcilla se comportará plásticamente.<sup>22</sup>

En la Tabla 4.2 se muestra un resumen de los valores obtenidos en los ensayos correspondientes a la determinación de las propiedades físicas del suelo.

---

<sup>22</sup> DAS, Braja M. «Fundamentos de ingeniería geotécnica.» California State University, Sacramento: CENGAGE LEARNING / THOMSON INTERNACIONAL, 2001. Primera Edición.





<b>PROPIEDADES FISICAS</b>		
<b>PROPIEDAD</b>	<b>ENSAYO 1</b>	<b>ENSAYO 2</b>
HUMEDAD		
NATURAL:	40.31	40.31
LIMITE LIQUIDO:	74.57	96.38
LIMITE PLASTICO:	40.45	43.50
INDICE PLASTICO:	34.12	52.88
Gs:	2.64	2.64
SUELO (SUCS):	<b>MH</b>	<b>MH</b>

Tabla 4.2. Resultados de los ensayos para clasificación del suelo.

#### 4.1.3. Curva de compactación del suelo

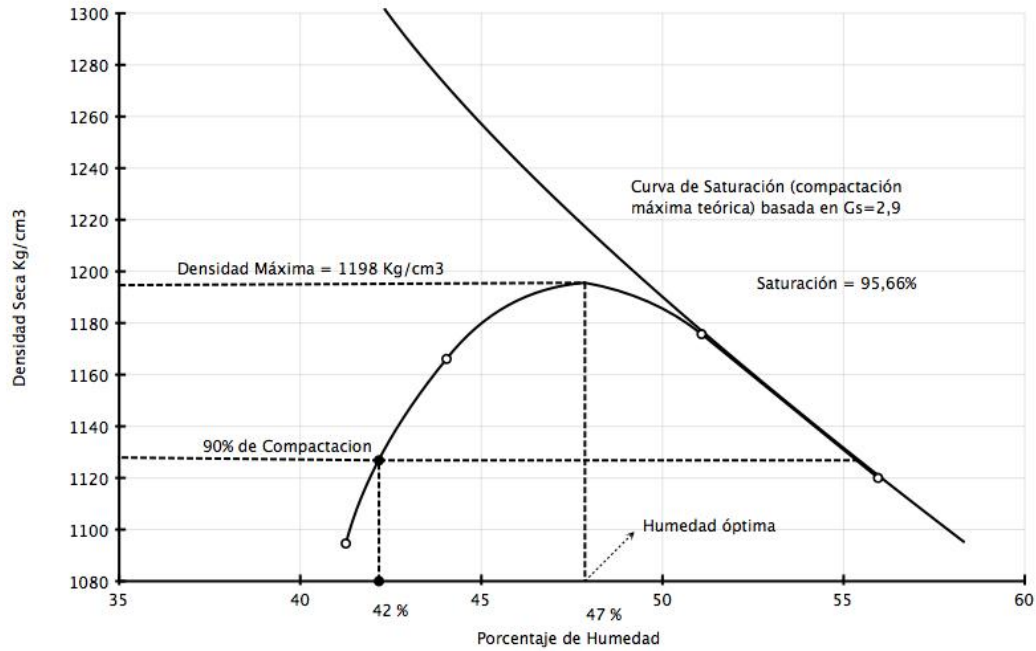
Para el caso de presas de tierra se debe especificar correctamente el peso específico que se quiere lograr, con que humedad y que energía de compactación es necesaria para producir las mejores condiciones del terraplén una vez en operación.

La energía de compactación del Proctor Estándar se adoptada para cumplir con los requerimientos que demanda el terraplén en una presa cuando esté en funcionamiento, estos requerimientos son: estabilidad, baja permeabilidad y flexibilidad. En lo referente a las humedades óptimas de Compactación de Proctor Estándar se ha determinado una curva ideal de compactación con una densidad seca máxima de  $1198 \text{ Kg/m}^3$  para una humedad del 42% aproximadamente, la cual servirá para el análisis de los parámetros de permeabilidad y resistencia del terraplén una vez compactado. De los dos ensayos realizados se puede observar que el rango de humedades optimas estará por el 45-48% de humedad con densidades secas máximas entre los  $1198\text{-}1262 \text{ Kg/m}^3$ . Como se lo puede ver en el gráfico 4.4.





**Curva de Compactación Proctor Estándar para la Arcilla Limosa**



*Gráfico 4.4. Curva de compactación y curva de saturación.*

En la Tabla 4.3 se puede observar el valor de la humedad y el peso específico seco para las diferentes muestras.

**RESULTADOS DE LOS ENSAYOS PROCTOR ESTANDAR**

	Proctor Estándar 1	Proctor Estándar 2
Densidad Seca Máxima (Kg/m <sup>3</sup> )	1240	1198
Humedad Óptima (%)	45	47

*Tabla 4.3. Peso específico seco máximo y humedad óptima.*



## 4.2. Resultados sobre los ensayos de resistencia y permeabilidad

A continuación se mostrará los resultados en cuanto resistencia y permeabilidad sobre muestras compactadas con un 90% de humedad óptima del Proctor Estándar, esto da los valores mínimos permisibles para un terraplén de este tipo es decir una humedad de 42% de humedad con densidades entre 1120-1180 Kg/m<sup>3</sup>

### 4.2.1. Resultados de ensayos de corte directo sobre muestras compactadas

En la tabla 4.4 se muestra los resultados de los tres ensayos de corte directo, así como las condiciones iniciales de humedad y peso específico seco, el esfuerzo máximo de falla tangencial y su correspondiente al esfuerzo normal, los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  y la velocidad de deformación.

Resultados de Ensayo de Corte Directo Consolidado Drenado						
Ensayo	Condiciones iniciales		Esfuerzo Normal $\sigma_n$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo tangencial de falla (tf) (kg/cm <sup>2</sup> )	Parámetro de resistencia consolidado-drenado	Observaciones
	$\omega$ (%)	$\gamma_d$ (kg/m <sup>3</sup> )				
1	42.83	1171.36	0.669	0.44	C= 0.12 (Kg/cm <sup>2</sup> ) $\phi = 26^\circ$	velocidad deformación
	41.19	1185.82	1.325	0.792		0.0032
	42.5	1137.04	2.662	1.453		mm/minuto
2	42.43	1177.38	0.562	0.532	C= 0.19 (Kg/cm <sup>2</sup> ) $\phi = 25^\circ$	velocidad deformación
	42.43	1175.04	1.199	0.661		0.0032
	41.83	1122.82	2.69	1.488		mm/minuto
3	40.11	1133.73	0.654	0.525	C= 0.26 (Kg/cm <sup>2</sup> ) $\phi = 21^\circ$	velocidad deformación
	40.11	1120.35	1.307	0.775		0.75
	40.11	1122.23	2.614	1.288		mm/minuto

Tabla 4.4. Resultado de los ensayos de corte directo consolidado drenado.

Las envolventes de falla de los ensayos realizados se muestran en las siguientes figuras. El grafico 4.5 muestra una cohesión de 0.12 Kg/cm<sup>2</sup>, y un ángulo de fricción de 26°. Se esperaba tener un ángulo de fricción más bajo, para su validación se realizó un segundo ensayo.



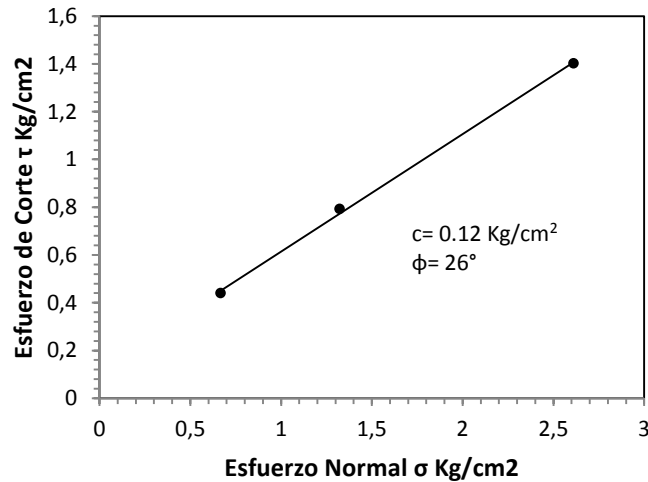


Grafico 4.5. Ensayo 1 de corte directo lento a humedad de 42% velocidad deformación 0.0032 mm/minuto.

Los resultados del segundo ensayo dan similares resultados, con una cohesión de 0.19 Kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción de 25°.

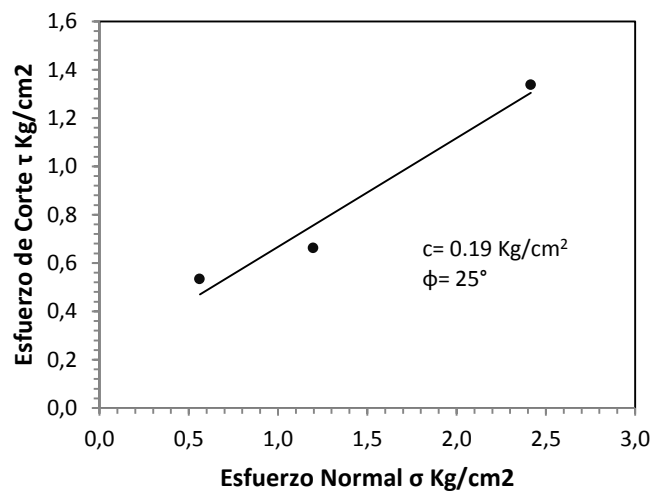


Grafico 4.6. Ensayo 2 de corte directo lento a humedad de 42% velocidad deformación 0.0032 mm/minuto.

El tercer ensayo se realiza con una velocidad de deformación mayor con respecto a los ensayos anteriores, dando los resultados más o menos similares, cohesión de 0.26 Kg/cm<sup>2</sup> y una ángulo de fricción de 21°



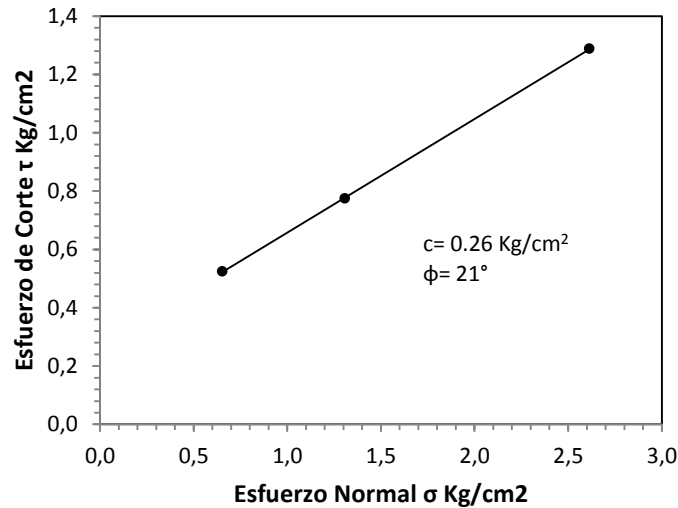


Grafico 4.7. Ensayo 3 de corte directo rápido a humedad de 42% velocidad deformación 0.75 mm/minuto.

El tipo de falla que se presenta en todos los ensayos de corte directo es una falla de tipo plástico en el gráfico 4.8 se muestra los curvas esfuerzo cortante vs deformación unitaria del ensayo 3.

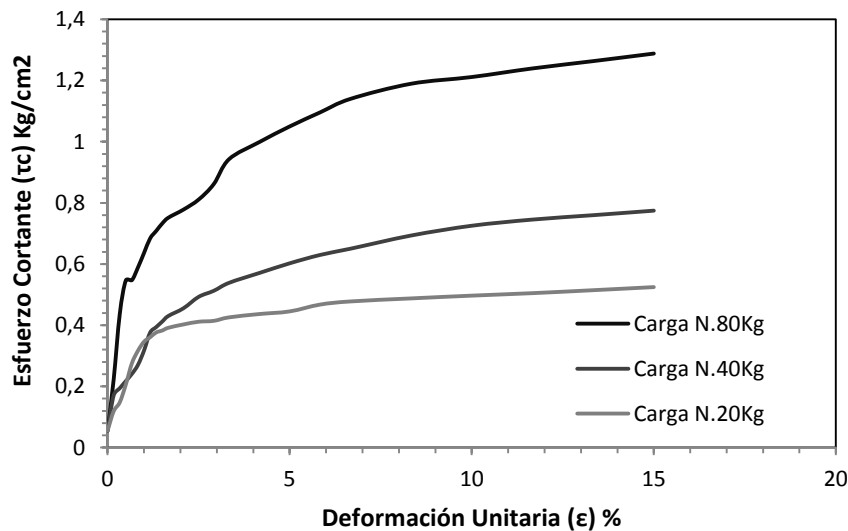


Grafico 4.8. Variación del esfuerzo cortante vs deformación unitaria.

en donde se muestra como aumenta la deformación mientras crece el esfuerzo cortante, para una carga normal de 20 Kg el esfuerzo y la deformación actúa en forma lineal hasta llegar a una deformación de 1-1.5%, para la carga normal de 40





Kg el esfuerzo y la deformación actúa en forma lineal hasta llegar a una deformación de 2-3%, mientras que para la carga de 80 Kg tiene un comportamiento mas o menos uniforme hasta alcanzar una deformación de 5-6%. Pasado el porcentaje de deformación antes mencionado para cada curva, se nota claramente que la deformación aumenta significativamente para bajos incrementos de esfuerzo cortante, y tiende a ser asintótico a un esfuerzo máximo, es en donde se ha producido la falla plástica.

#### 4.2.2. Resultados de los ensayos de Consolidación Unidireccional

La finalidad del ensayo de consolidación es determinar el tiempo en que se produce la consolidación primaria, además se determinó parámetros mecánicos de con los cuales se puede realizar un estudio del asentamiento. En la tabla 4.5 se muestran las presiones aplicadas para el ensayo así como también la compresión o asentamiento de la muestra, la variación de la altura y el índice de vacíos.

PRESIÓN (Kg/cm <sup>2</sup> )	COMPRESIÓN		
	DE LA MUESTRA (cm)	ALTURA DE LA MUESTRA (cm)	INDICE DE VACÍOS
0.00	0.000	2.000	1.12
0.64	0.074	1.926	1.04
1.28	0.109	1.817	0.92
2.57	0.159	1.659	0.76

Tabla 4.5. Índice de vacíos para cada aumento de carga.

En índice de compresibilidad  $c_c$  es de 0.066 que se calcula a partir de la curva de compresibilidad que se muestra en el gráfico 4.9.





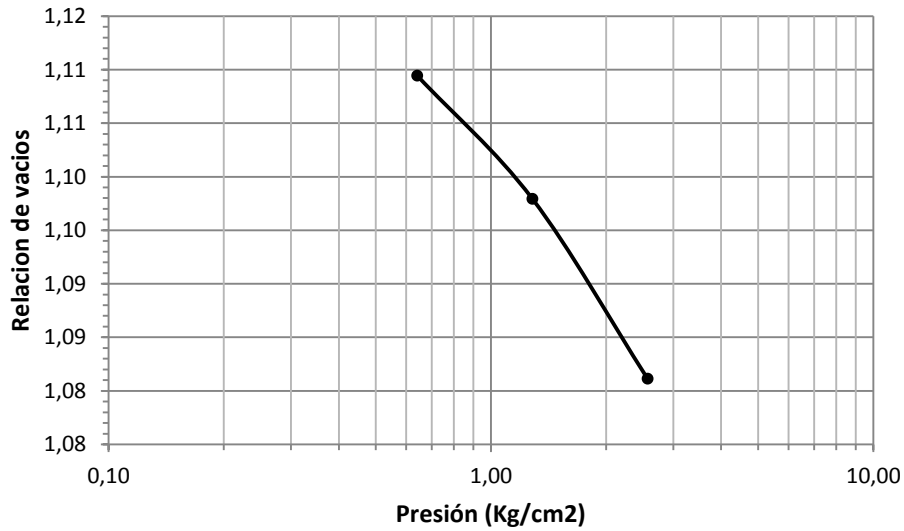


Grafico 4.9. Curva de compresibilidad.

El tiempo necesario para que se produzca la consolidación primaria esta alrededor de 80 minutos para el cual se da una deformación de 0.154mm correspondiente al  $t_{100}$ . Se muestra en el grafico 4.10 el grado de consolidación  $c_v$  de  $2.22 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/minuto.

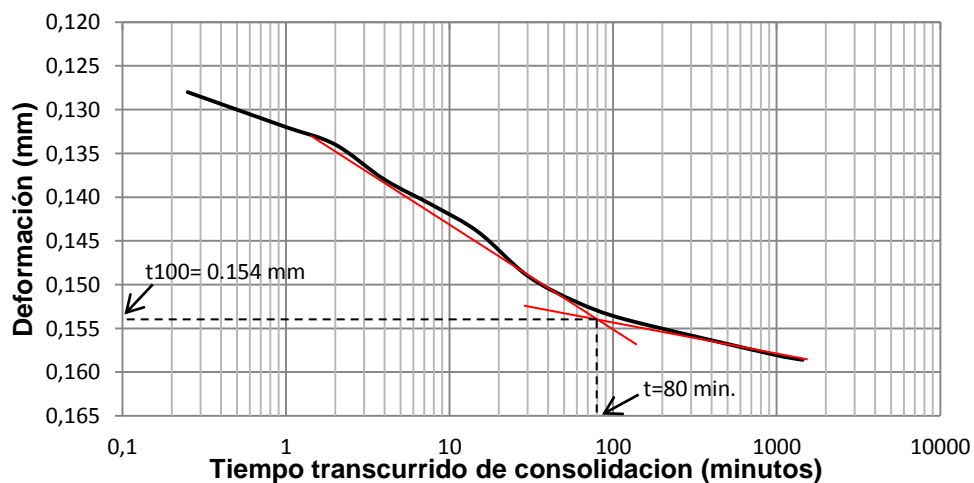
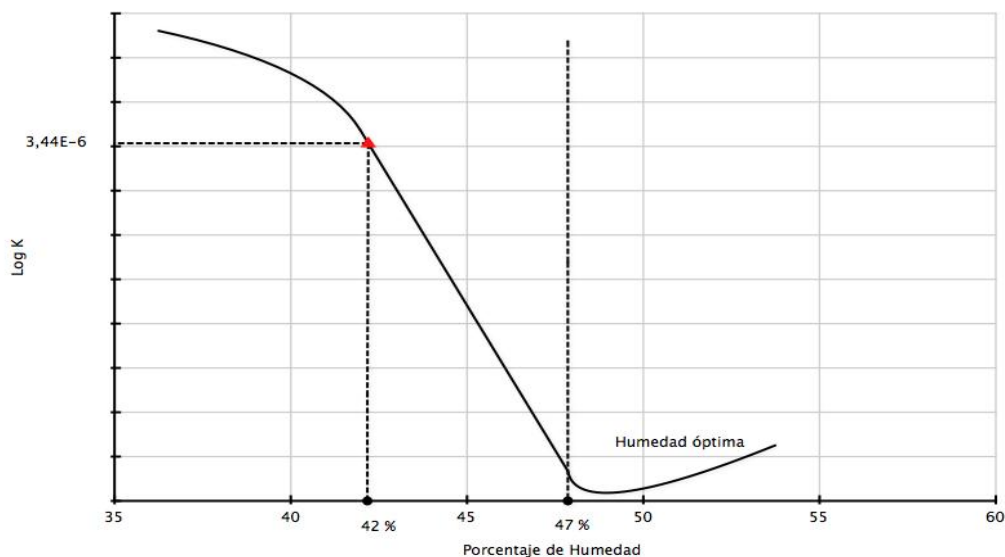


Grafico 4.10. Curva de consolidación para una carga normal de 80Kg.



### 4.2.3. Resultados de los ensayos de permeabilidad

De igual manera la plasticidad de las partículas finas juega un papel muy importante en la permeabilidad llegando a tener mayor influencia que el mismo proceso de compactación. En el grafico 4.11 se puede apreciar como varía la permeabilidad con la humedad y el peso específico seco para la energía de compactación de Proctor Estándar, se observa que las permeabilidades más bajas se dan cuando se compacta con una humedad poco mayor en uno o dos grados sobre la humedad óptima. Mientras que el coeficiente de permeabilidad para la humedad de 42% es de  $K_{20} = 3.44E-06$  cm/s, a pesar que la humedad está por debajo de la humedad que daría la más baja permeabilidad, el coeficiente de permeabilidad a humedad de 42% está dentro de un rango aceptable. A esto hay que tener en cuenta que el índice plástico es mayor que 20% lo que proporciona mayor seguridad en cuanto a la permeabilidad.



*Grafico 4.11. Variación permeabilidad con la humedad y el peso específico seco para la energía de compactación de Proctor Estándar.*





Los resultados de los ensayo de permeabilidad con las mismas condiciones iniciales se muestran en la Tabla 4.6, 4.7 y 4.8

**RELACIONES FUNDAMENTALES**

Relación de Vacíos: $e=$	1.14	---	Porosidad: $n=$	53.23	%
Grado de Saturación I: $S=$	99.50	%	Grado de Saturación F: $S_f=$	120.82	%

*Tabla 4.6. Relaciones fundamentales del ensayo de permeabilidad.*

**COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD**

Pemeabilidad Media KT		Permeabilidad Media K20	
2.97E-06	cm/s	3.08E-06	cm/s
2.57E-03	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día	2.66E-03	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día

*Tabla 4.7. Coeficiente de permeabilidad a temperatura ambiente y a 20°C, ensayo 1.*

**COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD**

Permeabilidad Media KT		Permeabilidad Media K20	
3.27E-06	cm/s	3.44E-06	cm/s
2.82E-03	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día	2.97E-03	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día

*Tabla 4.8. Coeficiente de permeabilidad a temperatura ambiente y a 20°C, ensayo 2.*





## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### Conclusiones

En esta trabajo se ha presentado una serie de ensayos y resultados experimentales sobre un tipo de material, clasificado como un limo-arcilloso, que corresponden a un posible préstamo para la construcción del terraplén de las presas del Proyecto PACALORI, esto con el fin de estudiar sus características y el medio de compactación más adecuado.

Con el estudio de estas características y de la metodología utilizada para evaluar el método de compactación, se extraen las siguientes conclusiones.

- El material se clasificó como una limo-arcilloso de alta plasticidad, tipo MH, de características homogéneas y con más del 97% que pasa el tamiz #200, aunque una clasificación tacto-visual de este material permite llamarla arcilla. Por sus características es un suelo sensible a cambios de humedad; con su límite plástico cercano a la humedad óptima del Proctor Estándar y su curva de saturación coincide con la curva de compactación de dicha energía en la rama húmeda.
- La humedad óptima de Compactación del ensayo Proctor Estándar se sitúa alrededor del 45-48 % y la densidad seca máxima de 1198-1262 Kg/m<sup>3</sup>. Y se presentan muy buenas condiciones en cuanto a flexibilidad, resistencia y permeabilidad sobre muestras compactadas con más de un 90% de compactación.





- La resistencia del material, en las condiciones establecidas se sitúa en unos 25-26° de ángulo de fricción y una cohesión en condiciones saturadas de 0,12-0,19 Kg/cm<sup>2</sup>.
- El tiempo estimado para una consolidación primaria del cien por ciento se establece alrededor de 80 minutos, lo que nos garantiza que los ensayos de resistencia fueron ensayos en condiciones consolidadas del material y por ende ensayos de corte directo lentos.
- Los resultados del ensayo de corte directo lento, sobre muestras compactadas y saturadas en condiciones similares a las que se esperan tener en el campo, están entre 25-26° del ángulo de fricción interno efectivo y 0,12-0,19 Kg/cm<sup>2</sup> de cohesión efectiva
- Los resultados del ensayo de corte directo semi-lento, sobre muestras compactadas y saturadas en condiciones similares a las que se esperan tener en el campo, es de 21° del ángulo de fricción interno y 0,26 Kg/cm<sup>2</sup> de cohesión.
- La permeabilidad del limo arcilloso, dada su homogeneidad, depende de su grado de compactación, que para un 90% resultó entre 3.08E-06 – 3.44E-06 cm/s lo que indica, que las permeabilidades en el terraplén serán bajas.

## Recomendaciones

### ***Humedad que se debe utilizar***

Para alcanzar los objetivos por los cuales se compactan las presas de tierra, que son mayor flexibilidad y menor permeabilidad, se utiliza energía de compactación baja y suelo con índices plásticos mayores al 15%. Para ello, en el caso de las





presas de tierra homogéneas del Proyecto PACALORI, donde los materiales existentes son limos-arcillosos plásticos, se recomienda compactar las mismas con humedades por encima del límite plástico (43%) con energía similar a la del Proctor Estándar, cuya humedad óptima está entre el 45-48%.

Según las condiciones alcanzadas en este trabajo, si se llega a una compactación del 90% con una humedad menor al 42%, según la curva de compactación del Proctor Estándar, no se llegará a tener condiciones favorables en cuanto a la permeabilidad, resistencia y flexibilidad, ya que podría ocasionarse fallas por agrietamiento y posterior sifonamiento mecánico.

### ***Energía de compactación a utilizar***

En estos suelos un incremento de la energía de compactación aumenta la rigidez del terraplén, poniendo en peligro la falla por agrietamiento ante la presencia de asentamientos diferenciales del mismo, dado que una energía más alta de compactación puede producir densidades secas mayores, dando como resultado una estructura rígida propensa al agrietamiento. Además, esto implica un mayor costo por requerir mayor energía de compactación.

Como ya se estableció, la energía adecuada que requiere este suelo con el fin de obtener alta flexibilidad para evitar el agrietamiento, es la energía de Proctor Estándar.

### ***Compactación en campo***

La metodología de la compactación en campo consiste en controlar el cumplimiento de un grado de compactación en el rango de humedades establecidas de la forma más económica posible.

Recomendamos realizar terraplenes de prueba en los préstamos de cada presa para verificar en obra el espesor de capa y el número de pasadas de un determinado equipo, con el que se alcance las propiedades mecánicas de diseño obtenidas en el laboratorio con la energía del Proctor Estándar, en el rango de humedades económicas.





Los suelos limo-arcillosos se recomienda compactar con compactadoras tipo pata de cabra, los provocan la compactación de abajo hacia arriba y un efecto de amasado en la capa compactada que favorece el hecho permeabilidades iguales en sentido horizontal y vertical  $K_x=K_y$ .

Como en el caso de las presas de tierra del Proyecto PACALORI, la humedad natural de los suelo se estan cercanas al límite plástico en los periodos húmedos, es posible compactar con dicha humedad natural, en periodo de verano es posible que la humedad natural descienda y se tenga que añadir agua en el proceso de compactación en el campo.

***En cuanto a la estabilidad y resistencia.***

En cuanto a la resistencia se recomienda alcanzar el máximo grado de densificación, para lograr reducir la compresibilidad que pueda tener este tipo de suelo, lo que reduciría las deformaciones verticales que tendría el terraplén.

Según los resultado de corte directo lento los parámetros de resistencia, (ángulo de fricción, y cohesión efectiva), puede considerarse favorables para el cálculo de estabilidad del talud aguas abajo en al etapa de “operación”, con lo que se garantizara valores del factor de seguridad de 1.4 en taludes de 1:2.5 como se ha propuesto para la construcción de estas presas. Claro que esto tiene que comprobarse en la Etapa de Diseño Definitivo.





## Bibliografía

ARMAS NOVOA, Rolando y Evelio HORTA. Presas de tierra. La Habana, Cuba: Félix Varela, 2010. 453 págs.

ARMAS NOVOA, Rolando. «Criterios para el diseño de Presas de Tierra: Prioridad y secuencia.» Habana, Cuba, 2002. 12 págs. Dpto. Ingeniería Civil. ISPJAE.

PROMAS. «Estudio de prefactibilidad del Proyecto PACALORI.» Cuenca, Ecuador, 2013.

GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis I. Ingeniería Geológica. Madrid, España: Editorial Prentice Hall, 2002.

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

JUÁREZ BADILLO, Eulalio; RICO RODRIGUEZ, Alfonso. «Mecánica de suelos.» La Habana, Cuba: Edición Revolucionaria, s.f. Tomo I, Capítulo XI.

ASTM D4318 - 10 Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.

ASTM D2487-00 Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).

PROMAS. «Estudio De Impacto Ambiental Preliminar Y Socialización Del Proyecto. Línea Base Ambiental E Identificación De Impactos Ambientales.» Cuenca, Ecuador, 2014. Pág. 8 Tomo 9.

TESIS DE GRADO – Escuela Politécnica del Litoral- «Estudio de la Compactación de Suelos Residuales en el Proyecto Hidroeléctrico sobre el Río Baba»- David Matamoros. Guayaquil, Ecuador, 1987.

PROMAS. «Informe Componente Geología Y Geotecnia. Fase de Factibilidad.» Tomo 4. Cuenca, Ecuador, 2014.







PROMAS. «Informe Componente Geología Y Geotecnia. Fase de Factibilidad.» Tomo 4, Cuenca, Ecuador,2014.

BAÑON BLÁZQUEZ, Luis. «Manual De Carreteras. Capítulo XV» página 20

LAMBE, T.W., «Soil Testing for Engineers», John Wiley and Sons, New York, 1951.

ARMAS; HORTA, R E., «Presas de Tierra». Editorial ISPJAE, La Habana, Cuba, 1987.

SOWERS GEORGE, B.; SOWERS ,F. «Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones». México DF: Editorial Limusa, Primera Edición, 1978.

TSCHEBOTARIOFF GREGORY, P. «Mecánica del Suelo –Cimientos y Estructuras de Tierra». México: Editorial Aguilar S.A. de Ediciones, Tercera Edición,1963.

FLETCHER A. GORDON A, SMOOTS VERNON, A. «Estudio de Suelos y Cimentaciones en la industria de la Construcción». México DF: Editorial Limusa S.A., Primera Edición 1978.



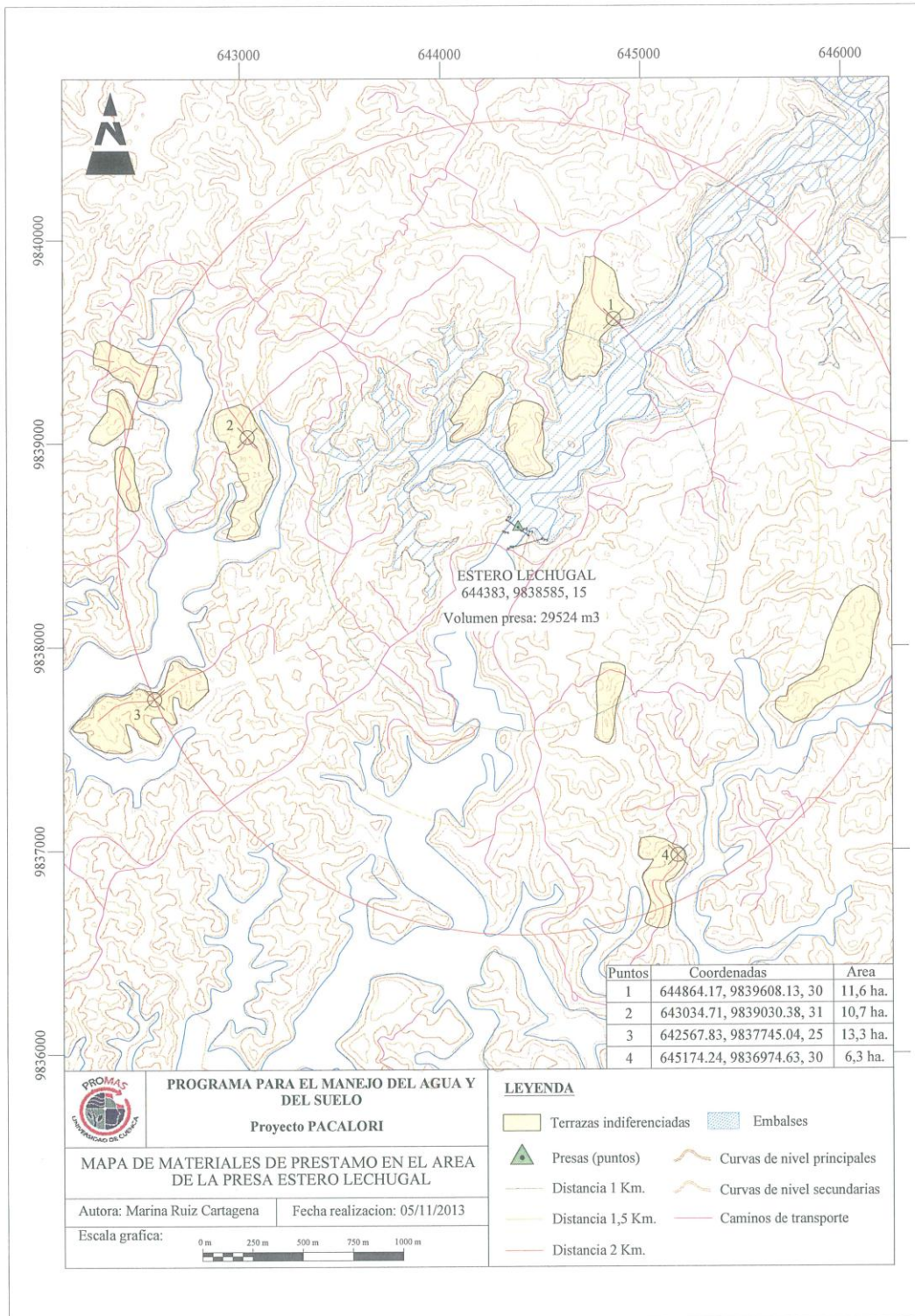


**ANEXO 1: MAPA DE MATERIALES DE PRÉSTAMO EN LA PRESA**

**ANEXO2: ENSAYOS ANTERIORES**

**ANEXO3: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS**





**ANEXO2: ENSAYOS ANTERIORES**

PRESA/ENSAYO	COMPARACION DE RESULTADOS DE TERRAHIDRO Y UNIVERSIDAD DE CUENCA												
	ω (%)	ω NATURAL (%)	L. LIQUIDO (%)	L. PLASTICO (%)	PASA #200 (%)	PROCTORE. (%)	S <sub>s</sub> (gr/cm <sup>3</sup> )	CORTE DIRECTO ωprom	MUESTRA ALTERADA ωprom	ALTERADA φ (°)	CBR PENET. ESPONI.		
CHOJAMPE 2 U. CUENCA	49.86 45.16	75.66 79.45	46.65 45.87	98.95 99.52	MH MH	1152 1158	47 48	2.695	-	-	-	-	
MOCACHE U. CUENCA	51.69 57.54	61.77 88.3	41.51 49.31	93.76 99.37	MH MH	1201 1015	43 62	2.733	-	-	-	-	
PUEBLO VIEJO TERRAHIDRO (C3M1)	49.19	73.29	48.96	96.59	MH	1171	46.1	2.73	-	-	-	-	
PUEBLO VIEJO TERRAHIDRO (C4M1)	51.07 44.94	86.48 77.28	50.61 52.75	98.79 99.41	MH MH	1078 1190	52 46.4	-	49.31	1660	0.73	44	
E. LECHUGAL TERRAHIDRO (C2M1)	50.42 39.53	85.14 71.1	51.2 38.48	99.41 97.38	MH MH	1085	56	-	49.37	1629	2.07	31	
E. LECHUGAL TERRAHIDRO (C2M2)	43.62 45.3	75.33 74.38	43.57 44.74	99.44 99.2	MH MH								
E. LECHUGAL TERRAHIDRO (C3M1)	47.72 28.44	84.93 59.95	45.72 33.37	99.54 99.08	MH MH								
E. LECHUGAL TERRAHIDRO (C3M2)	32.31 65.34	76.36 66.22	37.57 61.03	99.44 98.15	MH MH								
E. LECHUGAL TERRAHIDRO (C4M1)	76.04 33.47	72.28 60.02	55.46 34.53	98.89 98.47	MH MH								
E. LECHUGAL TERRAHIDRO (C4M2)	41.79 40.46	80.3 92.09	37.66 48.43	99.46 99.66	MH MH								
CHOJAMPE TERRAHIDRO (C2M1)	45.05 50.68	99.05 68.95	45.01 45.34	99.71 98.43	MH MH								
CHOJAMPE TERRAHIDRO (C2M2)	49.97 52.16	80.39 70.78	48.58 45.52	99.19 96.64	MH MH								
LECHUGAL 2 TERRAHIDRO (C3M1)	53.5 48.37	74.68 82.59	45.38 53.19	99.65 99.2	MH MH								
LECHUGAL 2 TERRAHIDRO (C3M2)	54.71 51.99	83.39 83.64	42.04 52.31	99.33 98.78	MH MH								
	68.81	75.59	48.25	99.25	MH								





**ANEXOS: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS**

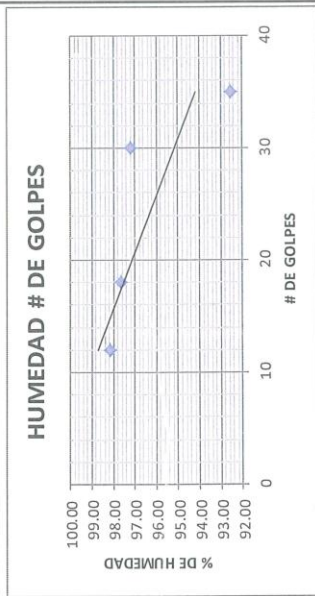
<b>ENSAYO DE CLASIFICACIÓN</b>	
<b>FECHA:</b> 18Abril de 2014	<b>CODIGO:</b> L.S.-B018
<b>PROYECTO:</b>	PACALORI PRESA ESTERO LECHUGAL
<b>UBICACIÓN:</b>	PROVINCIA DE LOS RIOS
<b>DESCRIPCION DEL MATERIAL:</b>	MATERIAL MEZCLADO PARA ENSAYOS
<b>PROFUNDIDAD:</b>	1,00m - 3,00m



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)



ENSAYO DE CLASIFICACIÓN 2									
GRANULOMETRÍA					HUMEDAD NATURAL				
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Que Pasa	% Especificad	N° Tarro	N° Golpes	Peso Humedo	Peso Seco	% De Humeda Promedio
3"					160		96	83	40.63
2 1/2"					113		78	68	40.00
2"					<b>LIMITE LIQUIDO</b>				
1 1/2"					113	35	50.4	46.56	42.41
3/4"					150	30	54.89	50.38	45.74
1/2"					91	18	56.44	49.48	42.35
3/8"					27	12	47.22	43.46	39.63
N°4					<b>LIMITE PLASTICO</b>				
PASA N°4					48		45.51	44.11	40.87
N°8					158		54.37	53.01	49.75
N°10					18		45.01	43.67	40.73
N°40	3.00	0.60	99.40						
N°100	6.00	1.80	98.20						
N°200	4.00	2.60	97.40						
PASAN°200	0.56	13.56							
<b>TOTAL</b>	<b>13.56</b>								



P. SECO= 500 gr  
P. DESP. ENSAYO= 13.56 gr

CLASIFICACIÓN	
HUMEDAD NATURAL:	40.31
LIMITE LIQUIDO:	96.38
INDICE PLASTICO:	52.88
Gs:	2.64

Observaciones:



*[Signature]*  
Esau Cullquipuma

*[Signature]*  
Walter Maldonado



**ENSAYO DE CLASIFICACIÓN 1**  
CODIGO: L.S.-B018

GRANULOMETRIA				HUMEDAD NATURAL						
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Que Pasa	N° Tarro	N° Golpes	Peso Humedo	Peso Seco	Tarro	% De Humeda	% Promedio
3"				160		96	83	51	40.63	40.31
2 1/2"				113		78	68	43	40.00	
2"				<b>LIMITE LIQUIDO</b>						
1 1/2"				131	40	64.07	54.58	41.17	70.77	74.57
3/4"				6	27	59.96	51.39	39.65	73.00	
1/2"				122	24	64.36	54.88	41.94	73.26	
3/8"				82	12	62.45	53.96	43.51	81.24	<b>LIMITE PLASTICO</b>
N°4				5		50.31	48.18	42.89	40.26	
PASA N°4				13		50.41	48.66	44.47	41.77	
N°8				66		52.21	50.17	44.98	39.31	
N°10										
N°40	3.00	3.00	0.60							
N°100	6.00	9.00	1.80							
N°200	4.00	13.00	2.60							
PASAN°200	0.56	13.56								
<b>TOTAL</b>	<b>13.56</b>									

CLASIFICACIÓN	
SUCS	MH
HUMEDAD NATURAL:	40.31
LIMITE LIQUIDO:	74.57
INDICE PLASTICO:	34.12
Gs:	2.64

P. SECO= 500 gr  
P.DESP. ENSAYO= 13.56 gr

UNIVERSIDAD DE CUENCA  
Facultad de Ingeniería  
Laboratorio de Suelos

Esaú Cullquipuma

Walter Maldonado





<b>COMPACTACIÓN PROCTOR ESTÁNDAR</b>	
<b>FECHA:</b> 9 Abril de 2014	<b>CODIGO:</b> L.S.-B018
<b>PROYECTO:</b>	PACALORI PRESA ESTERO LECHUGAL
<b>UBICACIÓN:</b>	PROVINCIA DE LOS RIOS
<b>DESCRIPCION DEL MATERIAL:</b>	MATERIAL MEZCLADO PARA ENZAYOS
<b>PROFUNDIDAD:</b>	1,00m - 3,00m







LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

COMPATACIÓN PROCTOR ESTÁNDAR																												
DATOS DEL MOLDE					CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO																							
Ensayo:	2				Peso del molde:	P. Mol. =	4164	gr																				
Molde:	1				Peso del martillo:	P. Mart. =	12100	gr																				
Diametro:	φ =	10.1			cm	Altura de caída:	Hc =	30.48			cm																	
longitud:	H =	11.17			cm	# de capas:	# =	3			capas																	
Area:	A =	80.08			cm <sup>2</sup>	Golpes por capa:	golpes/capa	25			gps																	
Volumen:	V =	894.47			cm <sup>3</sup>	Material pasante:	# =	4			Tamiz																	
EJECUCION DEL ENSAYO																												
Muestra #:	1		2		3		4		5																			
W.MOL. + SUE. HUM. (g)	5550		5672		5748		5742		5710																			
W. SUE. HUM. (g)	1386		1508		1584		1578		1546																			
HUMEDAD PROM. (%)	41.27		44.43		47.83		51.04		55.94																			
DENS. HUMEDA (Kg/m <sup>3</sup> )	1549.52		1685.92		1770.88		1764.17		1728.40																			
DENS. SECA (Kg/m <sup>3</sup> )	1096.86		1167.25		1197.88		1167.98		1108.37																			
CONTENIDO DE HUMEDAD																												
MUESTRA #:	1		2		3		4		5																			
CAPSULA:	48	113	158	62	27	77	18	24	150	91																		
CAP + SUELO HUM (gr)	54.01	57.42	62.72	60.54	53.2	50.81	56.23	55.16	67.61	55.41																		
CAP + SUELO SECO (gr)	50.18	53.04	58.71	55.63	48.82	47.96	51.01	50.66	59.71	50.76																		
PESO DE CAP. (gr)	40.87	42.46	49.75	44.5	39.62	42.03	40.73	41.89	45.75	42.35																		
PESO DE AGUA (gr)	3.83	4.38	4.01	4.91	4.38	2.85	5.22	4.5	7.9	4.65																		
PESO DE SUELO SECO (gr)	9.31	10.58	8.96	11.13	9.2	5.93	10.28	8.77	13.96	8.41																		
CONTENIDO DE HUM (%)	41.14	41.40	44.75	44.12	47.61	48.06	50.78	51.31	56.59	55.29																		
HUMEDAD PROMEDIO (%)	41.27		44.43		47.83		51.04		55.94																			
CURVA DE COMPACTACION																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">RESULTADOS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="3">Peso Unitario Máximo del Suelo Seco</td> </tr> <tr> <td>Yd máx =</td> <td>1198</td> <td>Kg/m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>Yd máx =</td> <td>11.75</td> <td>KN/m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td colspan="3">Contenido óptimo de Humedad</td> </tr> <tr> <td>ω<sub>o</sub> =</td> <td>48</td> <td>%</td> </tr> </tbody> </table>											RESULTADOS			Peso Unitario Máximo del Suelo Seco			Yd máx =	1198	Kg/m <sup>3</sup>	Yd máx =	11.75	KN/m <sup>3</sup>	Contenido óptimo de Humedad			ω <sub>o</sub> =	48	%
RESULTADOS																												
Peso Unitario Máximo del Suelo Seco																												
Yd máx =	1198	Kg/m <sup>3</sup>																										
Yd máx =	11.75	KN/m <sup>3</sup>																										
Contenido óptimo de Humedad																												
ω <sub>o</sub> =	48	%																										
OBSERVACIONES:																												

Esaú Cullquipuma



Walter Maldonado





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

COMPACTACIÓN PROCTOR ESTÁNDAR														
DATOS DEL MOLDE						CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO								
Ensayo:	1					Peso del molde:	4164		P. Mol.=		gr			
Molde: #=	1					Peso del martillo:	12100		P. Mart.=		gr			
Diametro: $\phi$ =	10.1					cm	Altura de caída:	30.48		Hc=		cm		
longitud: H=	11.17					cm	# de capas:	3		#=		capas		
Area: A=	80.08					cm <sup>2</sup>	Golpes por capa:	25		golpes/capa		bps		
Volumen: V=	894.47					cm <sup>3</sup>	Material pasante:	4		#=		Tamiz		
EJECUCION DEL ENSAYO														
Muestra #:	1	2	3	4	5	6	7							
W.MOL. + SUE. HUM. (g)	5442	5555	5632	5760	5790	5786	5729							
W. SUE. HUM. (g)	1278	1391	1468	1596	1626	1622	1565							
HUMEDAD PROM. (%)	33.50	37.15	39.91	43.27	44.95	46.22	49.00							
DENS. HUMEDA (Kg/m <sup>3</sup> )	1428.78	1555.11	1641.20	1784.30	1817.84	1813.37	1749.64							
DENS. SECA (Kg/m <sup>3</sup> )	1070.26	1133.90	1173.04	1245.37	1254.12	1240.14	1174.26							
CONTENIDO DE HUMEDAD														
MUESTRA #:	1		2		3		4		5		6		7	
CAPSULA:	67	25	21	35	26	34	91	22	192	102	171	24	82	12
CAP + SUELO HUM (gr)	81	70	66	60	78	76	69	74	82	86	87	81	81	75
CAP + SUELO SECO (gr)	73	63.2	59.3	54.8	67.3	65.6	61	66	72	74	75	69	69	64
PESO DE CAP. (gr)	49	43	41	41	40	40	42	48	50	47	50	42	44	42
PESO DE AGUA (gr)	8	6.8	6.7	5.2	10.7	10.4	8	8	10	12	12	12	12	11
PESO DE SUELO SECO (gr)	24	20.2	18.3	13.8	27.3	25.6	19	18	22	27	25	27	25	22
CONTENIDO DE HUM (%)	33.33	33.66	36.61	37.68	39.19	40.63	42.11	44.44	45.45	44.44	48.00	44.44	48.00	50.00
HUMEDAD PROMEDIO (%)	33.50		37.15		39.91		43.27		44.95		46.22		49.00	
CURVA DE COMPACTACION														

RESULTADOS	
Peso Unitario Máximo del Suelo Seco	
Yd máx =	1254 Kg/m <sup>3</sup>
Yd máx =	12.30 kN/m <sup>3</sup>
Contenido óptimo de Humedad	
$\omega_0$ =	45 %

OBSERVACIONES:

---



---



---

Esaú Cullquipuma



Walter Maldonado





<b>CORTE DIRECTO MUESTRA ALTERADA</b>	
<b>FECHA:</b> 8 Mayo de 2014	<b>CODIGO:</b> L.S.-B018
<b>PROYECTO:</b>	PACALORI PRESA ESTERO LECHUGAL
<b>UBICACIÓN:</b>	PROVINCIA DE LOS RIOS
<b>DESCRIPCION DEL MATERIAL:</b>	MATERIAL MEZCLADO PARA ENZAYOS
<b>PROFUNDIDAD:</b>	1,00m - 3,00m





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

Resultados de Ensayo de Corte Directo Consolidado Drenado						
Ensayo	Condiciones iniciales		Esfuerzo Normal $\sigma_n$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo tangencial de falla ( $\tau_f$ ) (kg/cm <sup>2</sup> )	Parámetro de resistencia consolidado-drenado	Observaciones
	$\omega$ (%)	$\gamma_d$ (kg/m <sup>3</sup> )				
1	41.83	1580.58	0.669	0.44	C= 0.1226 (Kg/cm <sup>2</sup> ) $\phi= 26^\circ$	velocidad deformación 0.0032 mm/minuto
	39.19	1635.08	1.325	0.792		
	41.83	1421.85	2.662	1.453		
2	42.43	1196.88	0.562	0.532	C= 0.1994 (Kg/cm <sup>2</sup> ) $\phi= 25^\circ$	velocidad deformación 0.0032 mm/minuto
	42.43	1194.54	1.199	0.661		
	41.83	1122.82	2.69	1.488		
3	40.11	1133.73	0.654	0.525	C= 0.2678 Kg/cm <sup>2</sup> $\phi= 21^\circ$	velocidad deformación 0.75 mm/minuto
	40.11	1120.35	1.307	0.775		
	40.11	1122.23	2.614	1.288		

Esaú Cullquipuma



Walter Maldonado





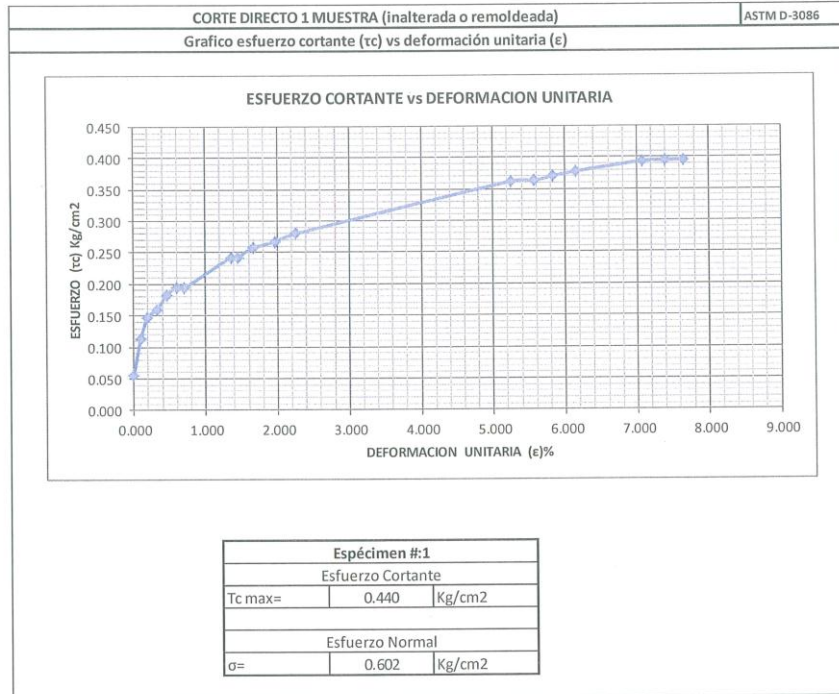
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

CORTE DIRECTO 1 MUESTRA (inalterada o remodelada)							ASTM D-3086
<b>Características de la muestra</b>							
Promedio lado	(cm)	6.00	Humedad	(%)	42.83		
Altura	(cm)	2.00	Peso	(gr)	120.46		
Area	(cm <sup>2</sup> )	36.00	Densidad hume	(Kg/m <sup>3</sup> )	1673.06		
Volumen	(cm <sup>3</sup> )	72.00	Densidad seca	(Kg/m <sup>3</sup> )	1171.36		
<b>Aplicaciones de carga</b>							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0.003					
Carga normal vertical:	(Kg)=	20.000					
Esfuerzo Normal:	$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	0.602					
Esfuerzo Cortante:	$\tau_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	0.396					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.001 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	%
0	0	0	1.993	36.000	0.055	0.556	0.000
30	6	5	4.060	35.964	0.113	0.556	0.100
60	12	8	5.301	35.928	0.148	0.557	0.200
90	19.5	9	5.714	35.883	0.159	0.557	0.325
120	28	11	6.541	35.832	0.183	0.558	0.467
150	36	12	6.955	35.784	0.194	0.559	0.600
180	43	12	6.955	35.742	0.195	0.560	0.717
300	81.5	16	8.609	35.511	0.242	0.563	1.358
360	87	16	8.609	35.478	0.243	0.564	1.450
420	100	17.2	9.105	35.400	0.257	0.565	1.667
480	118.5	18	9.436	35.289	0.267	0.567	1.975
540	136	19	9.849	35.184	0.280	0.568	2.267
1440	315	25	12.330	34.110	0.361	0.586	5.250
1500	334	25	12.330	33.996	0.363	0.588	5.567
1560	350	25.5	12.537	33.900	0.370	0.590	5.833
1620	369	26	12.744	33.786	0.377	0.592	6.150
1740	425	27	13.157	33.450	0.393	0.598	7.083
1800	444	27	13.157	33.336	0.395	0.600	7.400
1860	459	27	13.157	33.246	0.396	0.602	7.650





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)





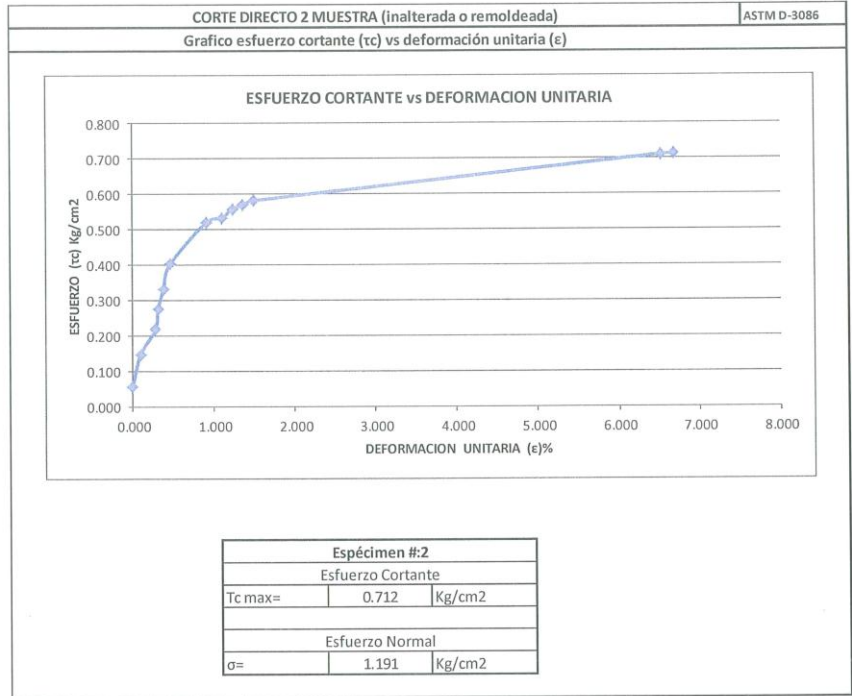
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

CORTE DIRECTO 2 MUESTRA (inalterada o remoldeada)							ASTM D-3086
<b>Características de la muestra</b>							
Promedio lado	(cm)	6.00	Humedad	(%)	42.19		
Altura	(cm)	2.00	Peso	(gr)	121.4		
Area	(cm <sup>2</sup> )	36.00	Densidad hume	(Kg/m <sup>3</sup> )	1686.11		
Volumen	(cm <sup>3</sup> )	72.00	Densidad seca	(Kg/m <sup>3</sup> )	1185.82		
<b>Aplicaciones de carga</b>							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0.0032					
Carga normal vertical:	(Kg)=	40.000					
Esfuerzo Normal:	$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	1.191					
Esfuerzo Cortante:	$\tau_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	0.712					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.001 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	%
0	0	0	1.993	36.000	0.055	1.111	0.000
30	6	8	5.301	35.964	0.147	1.112	0.100
60	17	14	7.782	35.898	0.217	1.114	0.283
90	19	19	9.849	35.886	0.274	1.115	0.317
120	23	24	11.917	35.862	0.332	1.115	0.383
150	28	30	14.398	35.832	0.402	1.116	0.467
180	55	40	18.533	35.670	0.520	1.121	0.917
300	66	41	18.946	35.604	0.532	1.123	1.100
330	74	43	19.773	35.556	0.556	1.125	1.233
360	82	44	20.187	35.508	0.569	1.127	1.367
420	90	45	20.600	35.460	0.581	1.128	1.500
480	392	53	23.908	33.648	0.711	1.189	6.533
540	402	53	23.908	33.588	0.712	1.191	6.700





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)





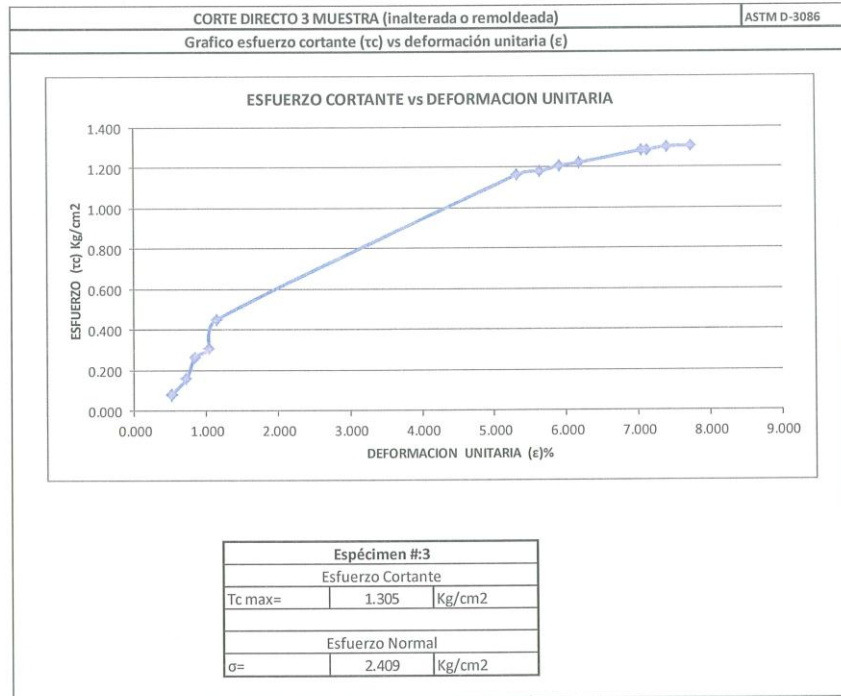


LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA

[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

Características de la muestra							
Promedio lado	(cm)	6.00	Humedad	(%)	42.5		
Altura	(cm)	2.00	Peso	(gr)	116.66		
Area	(cm <sup>2</sup> )	36.00	Densidad hume	(Kg/m <sup>3</sup> )	1620.28		
Volumen	(cm <sup>3</sup> )	72.00	Densidad seca	(Kg/m <sup>3</sup> )	1137.04		
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:		(mm/min)=		0.0032			
Carga normal vertical:		(Kg)=		80.000			
Esfuerzo Normal:		$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=		2.393			
Esfuerzo Cortante:		$\tau_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=		1.305			
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.001 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	%
0	0	0	1.993	36.000	0.055	2.222	0.000
30	6	1	2.406	35.964	0.067	2.224	0.100
60	15	1	2.406	35.910	0.067	2.228	0.250
90	24	1	2.406	35.856	0.067	2.231	0.400
120	30.5	2	2.820	35.817	0.079	2.234	0.508
150	31.5	2	2.820	35.811	0.079	2.234	0.525
180	32	2.5	3.026	35.808	0.085	2.234	0.533
300	44	9	5.714	35.736	0.160	2.239	0.733
360	51	18	9.436	35.694	0.264	2.241	0.850
420	63	22	11.090	35.622	0.311	2.246	1.050
480	69	34	16.052	35.586	0.451	2.248	1.150
540	320	91	39.621	34.080	1.163	2.347	5.333
1440	339	92	40.035	33.966	1.179	2.355	5.650
1500	355	94	40.862	33.870	1.206	2.362	5.917
1560	372	95	41.275	33.768	1.222	2.369	6.200
1620	424	99	42.929	33.456	1.283	2.391	7.067
1740	428	99	42.929	33.432	1.284	2.393	7.133
1800	445	100	43.343	33.330	1.300	2.400	7.417
1860	465	100	43.343	33.210	1.305	2.409	7.750







LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

Características del espécimen									
Especimen	Altura	Lado A	Lado B	Area	Volumen	W molde	w molde + muestra	W humedo muestra	Yh inicial
#	(cm)	(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(gr)	(gr)	(gr)	(Kg/m <sup>3</sup> )
1	2.00	6.00	6.00	36.00	72.00	153.96	281.43	127.47	1770.42
2	2.00	6.00	6.00	36.00	72.00	153.96	283.36	129.40	1797.22
3	2.00	6.00	6.00	36.00	72.00	153.96	271.18	117.22	1628.06

Contenido de Humedad final						
Especimen	# tarro	W tarro	W tarro+muestra	W seco	Humedad w (%)	Promedio parcial w (%)
1	91	42.36	62.87	55.85	52.04	51.25
	189	50.59	67.14	61.59	50.45	
2	158	49.77	61.79	57.9	47.85	47.00
	131	41.15	52.74	49.08	46.15	
3	131	41.15	51.99	48.48	47.89	49.59
	158	49.77	66.05	60.53	51.30	

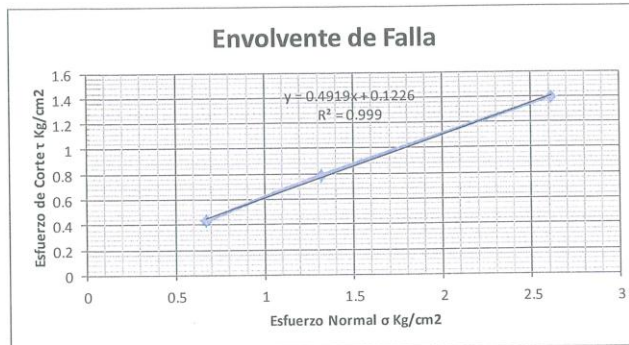
Resumen de Datos		
Humedad Promedio inicial Tota	40.95	%
Densidad Promedio Inicial Tota	1731.90	(Kg/m <sup>3</sup> )
Humedad Promedio final Total:	49.28	%
Densidad Promedio finalTotal:	1787.04	(Kg/m <sup>3</sup> )





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

Especimen	Esfuerzo Normal $\sigma$ Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Cortante T Kg/cm <sup>2</sup>	T=C+ $\sigma$ tan $\phi$	
			C Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$ (°)
1	0.669	0.44	0.1226	26
2	1.325	0.792		
3	2.613	1.402		



RESULTADOS			
C=	0.1226	Kg/cm <sup>2</sup>	ENVOLVENTE DE FALLA
$\phi$ =	26	°	





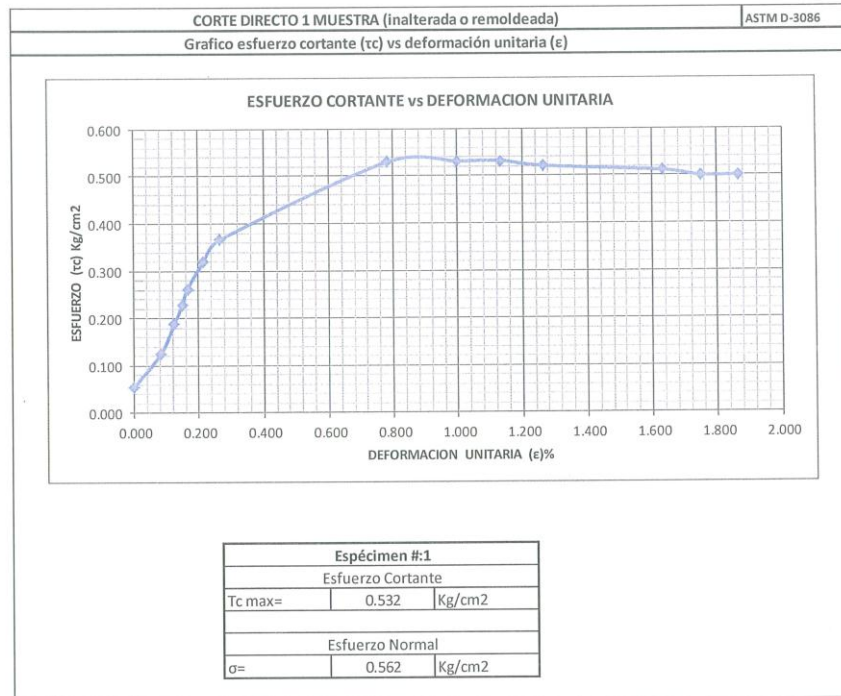
ENSAYO 2

CORTE DIRECTO 1 MUESTRA (inalterada o remodelada)							ASTM D-3086
<b>Características de la muestra</b>							
Promedio lado	(cm)	6.00	Humedad	(%)	42.43		
Altura	(cm)	2.00	Peso	(gr)	120.74		
Area	(cm <sup>2</sup> )	36.00	Densidad hume	(Kg/m <sup>3</sup> )	1676.94		
Volumen	(cm <sup>3</sup> )	72.00	Densidad seca	(Kg/m <sup>3</sup> )	1177.38		
<b>Aplicaciones de carga</b>							
Velocidad de carga de maquina:			(mm/min)=	0.003			
Carga normal vertical:			(Kg)=	20.000			
Esfuerzo Normal:			$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	0.562			
Esfuerzo Cortante:			$\tau_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	0.532			
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.001 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	%
0	0	0	1.993	36,000	0.055	0.556	0.000
30	5	6	4.474	35,970	0.124	0.556	0.083
60	7.5	11.5	6.748	35,955	0.188	0.556	0.125
90	9	15	8.195	35,946	0.228	0.556	0.150
120	10	18	9.436	35,940	0.263	0.556	0.167
150	13	23	11.503	35,922	0.320	0.557	0.217
180	16	27	13.157	35,904	0.366	0.557	0.267
300	47	41	18.946	35,718	0.530	0.560	0.783
360	60	41	18.946	35,640	0.532	0.561	1.000
420	68	41	18.946	35,592	0.532	0.562	1.133
480	76	40	18.533	35,544	0.521	0.563	1.267
540	98	39	18.119	35,412	0.512	0.565	1.633
1440	105	38	17.706	35,370	0.501	0.565	1.750
1500	112	38	17.706	35,328	0.501	0.566	1.867





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)





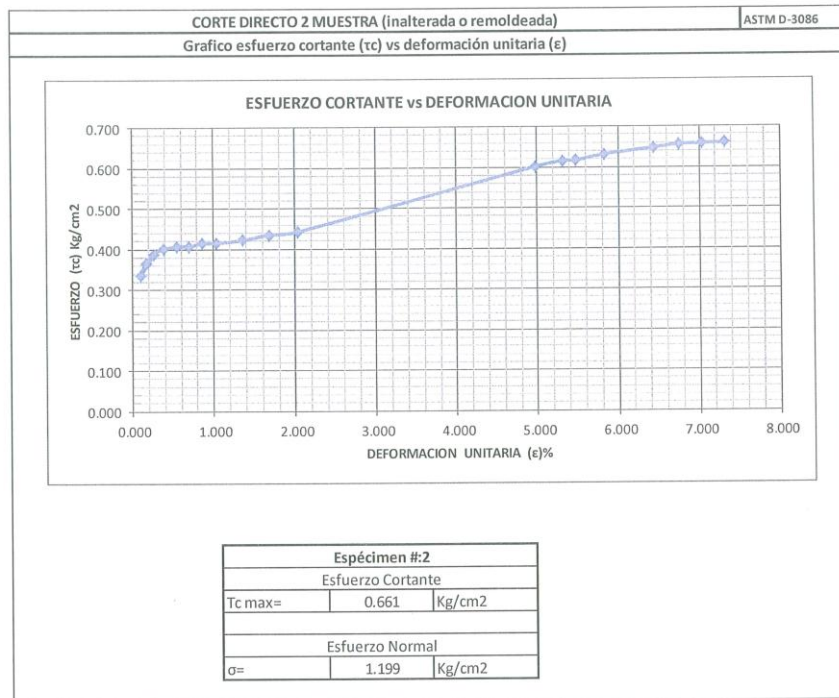
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

CORTE DIRECTO 2 MUESTRA (inalterada o remoldeada)							ASTM D-3086
<b>Características de la muestra</b>							
Promedio lado	(cm)	6.00	Humedad	(%)	42.43		
Altura	(cm)	2.00	Peso	(gr)	120.5		
Area	(cm <sup>2</sup> )	36.00	Densidad hume	(Kg/m <sup>3</sup> )	1673.61		
Volumen	(cm <sup>3</sup> )	72.00	Densidad seca	(Kg/m <sup>3</sup> )	1175.04		
<b>Aplicaciones de carga</b>							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0.0032					
Carga normal vertical:	(Kg)=	40.000					
Esfuerzo Normal:	$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	1.199					
Esfuerzo Cortante:	$\tau_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	0.661					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.001 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	%
30	6	24.5	12.123	35.964	0.337	1.112	0.100
60	10	27	13.157	35.940	0.366	1.113	0.167
90	16	29	13.984	35.904	0.389	1.114	0.267
120	23	30	12.123	35.964	0.337	1.112	0.100
150	33	30.5	13.157	35.940	0.366	1.113	0.167
180	42	30.5	13.984	35.904	0.389	1.114	0.267
300	52	31	14.398	35.862	0.401	1.115	0.383
330	62	31	14.604	35.802	0.408	1.117	0.550
360	82	31.5	14.604	35.748	0.409	1.119	0.700
420	101	32.5	14.811	35.688	0.415	1.121	0.867
480	122	33	14.811	35.628	0.416	1.123	1.033
540	299	45	15.018	35.508	0.423	1.127	1.367
540	319	46	15.431	35.394	0.436	1.130	1.683
1440	329	46	15.638	35.268	0.443	1.134	2.033
1500	350	47	20.600	34.206	0.602	1.169	4.983
1560	386	48	21.014	34.086	0.616	1.174	5.317
1620	405	48.5	21.014	34.026	0.618	1.176	5.483
1740	422	48.5	21.427	33.900	0.632	1.180	5.833
1800	439	48.5	21.8407	33.684	0.648	1.188	6.433
1860	448	48.5	22.047	33.570	0.657	1.192	6.750
1900	459	49	22.047	33.468	0.659	1.195	7.033
1960	465	49	22.047	33.366	0.661	1.199	7.317





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)



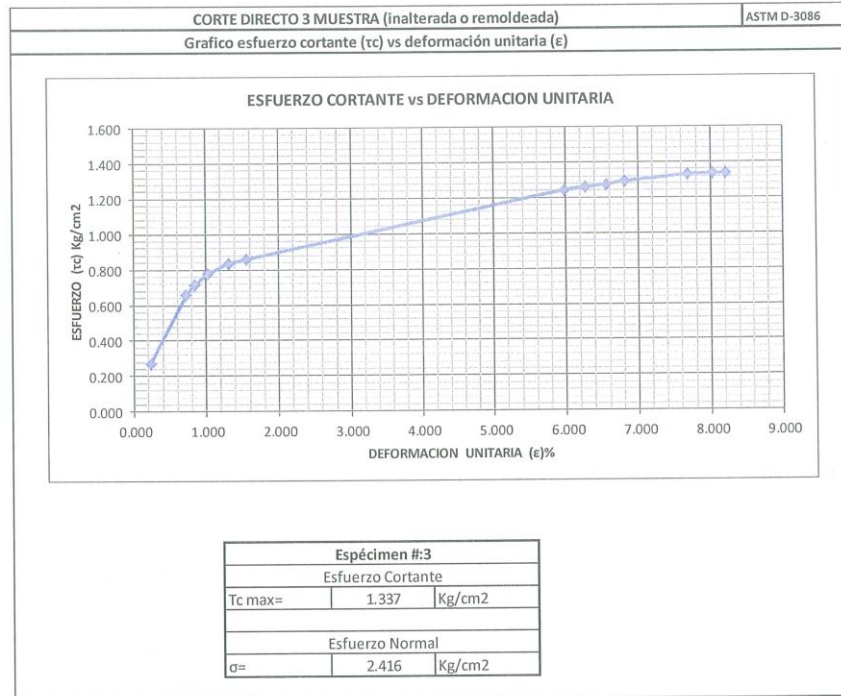




LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

Características de la muestra							
Promedio lado	(cm)	6.00	Humedad	(%)	41.83		
Altura	(cm)	2.00	Peso	(gr)	114.66		
Area	(cm <sup>2</sup> )	36.00	Densidad hume	(Kg/m <sup>3</sup> )	1592.50		
Volumen	(cm <sup>3</sup> )	72.00	Densidad seca	(Kg/m <sup>3</sup> )	1122.82		
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:		(mm/min)=	0.0032				
Carga normal vertical:		(Kg)=	80.000				
Esfuerzo Normal:		$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	2.416				
Esfuerzo Cortante:		$\tau_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	1.337				
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.001 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	%
0	0	0	1.993	36.000	0.055	2.222	0.000
30	1	4	3.647	35.994	0.101	2.223	0.017
60	1.2	4	3.647	35.993	0.101	2.223	0.020
90	7	13	7.368	35.958	0.205	2.225	0.117
120	10	15	8.195	35.940	0.228	2.226	0.167
150	14	19	9.849	35.916	0.274	2.227	0.233
180	44	52	23.495	35.736	0.657	2.239	0.733
300	51	57	25.562	35.694	0.716	2.241	0.850
360	62	62	27.630	35.628	0.776	2.245	1.033
420	79	67	29.697	35.526	0.836	2.252	1.317
480	94	69	30.524	35.436	0.861	2.258	1.567
540	359	97	42.102	33.846	1.244	2.364	5.983
1440	377	98	42.516	33.741	1.260	2.371	6.275
1500	394	99	42.929	33.636	1.276	2.378	6.567
1560	409	100	43.343	33.546	1.292	2.385	6.817
1620	461	102	44.170	33.234	1.329	2.407	7.683
1740	482	102	44.170	33.108	1.334	2.416	8.033
1800	493	102	44.170	33.042	1.337	2.421	8.217







LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

Características del espécimen									
Espécimen	Altura	Lado A	Lado B	Area	Volumen	W molde	w molde + muestra	W humedo muestra	Yh inicial
#	(cm)	(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(gr)	(gr)	(gr)	(Kg/m <sup>3</sup> )
1	1.75	5.70	5.70	32.49	56.86	153.96	281.43	127.47	2241.92
2	1.75	5.70	5.70	32.49	56.86	153.96	283.36	129.40	2275.87
3	1.75	5.70	5.70	32.49	56.86	153.96	271.18	117.22	2061.65

Contenido de Humedad final						
Espécimen	# tarro	W tarro	W tarro+muestra	W seco	Humedad w (%)	Promedio parcial w (%)
1	91	42.36	58.3	52.91	51.09	51.32
	51	43	57.7	52.7	51.55	
2	51	42.99	62.41	55.71	52.67	52.68
	34	40.03	55.94	50.45	52.69	
3	51	43	58.46	53.21	51.42	50.46
	34	40.05	56.66	51.16	49.50	

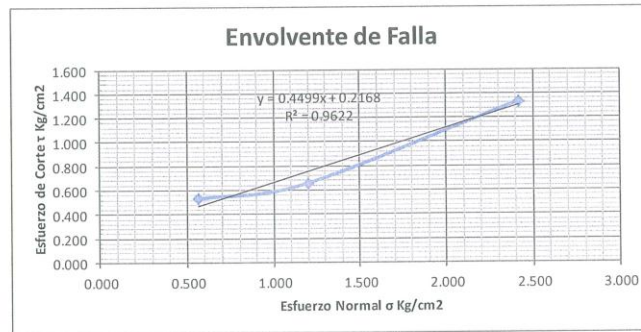
Resumen de Datos		
Humedad Promedio inicial Tot:	40.95	%
Densidad Promedio inicial Tot:	2193.14	(Kg/m <sup>3</sup> )
Humedad Promedio final Total:	51.49	%
Densidad Promedio final Total:	2262.97	(Kg/m <sup>3</sup> )





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

Especimen	Esfuerzo Normal $\sigma$ Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo Cortante T Kg/cm <sup>2</sup>	T=C+ $\sigma$ tan $\phi$	
			C Kg/cm <sup>2</sup>	$\phi$ (°)
1	0.562	0.532	0.1994	25
2	1.199	0.661		
3	2.416	1.337		



RESULTADOS			
C=	0.1994	Kg/cm <sup>2</sup>	ENVOLVENTE DE FALLA
$\phi$ =	25	°	





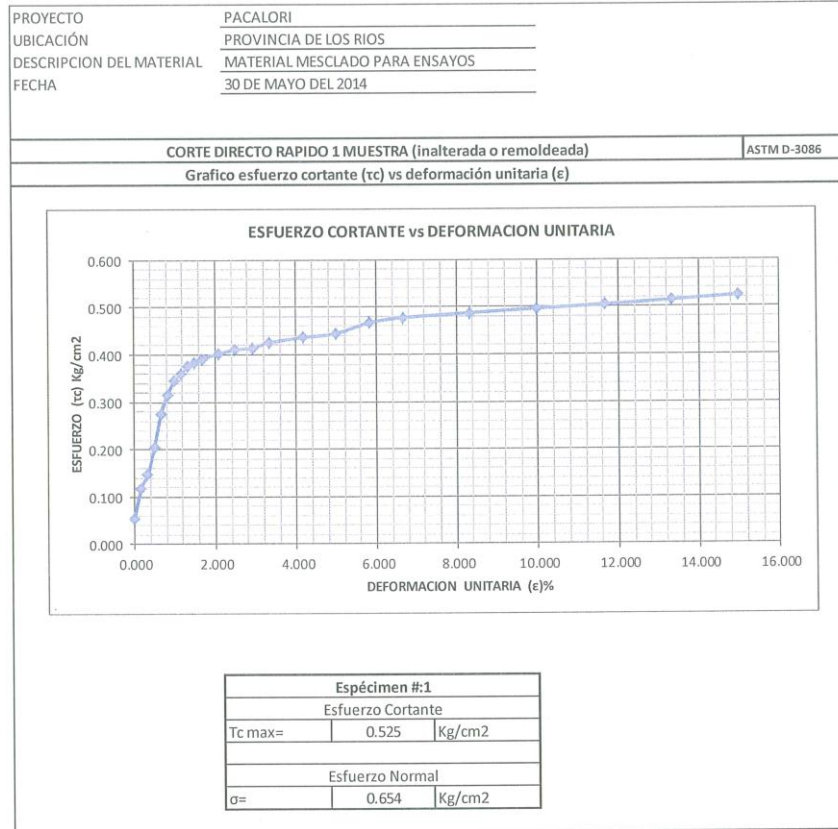
ENSAYO 3

CORTE DIRECTO RAPIDO 1 MUESTRA (inalterada o remoldeada)							ASTM D-3086
<b>Características de la muestra</b>							
Promedio lado	(cm)	6.00	Humedad	(%)	40.11		
Altura	(cm)	2.00	Peso	(gr)	114.37		
Area	(cm <sup>2</sup> )	36.00	Densidad hume	(Kg/m <sup>3</sup> )	1588.47		
Volumen	(cm <sup>3</sup> )	72.00	Densidad seco	(Kg/m <sup>3</sup> )	1133.73		
<b>Aplicaciones de carga</b>							
Velocidad de carga de maquina:		(mm/min)=		0.750			
Carga normal vertical:		(Kg)=		20.000			
Esfuerzo Normal:		$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=		0.654			
Esfuerzo Cortante:		$\tau_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=		0.525			
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.001 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	%
0	0	0	1.993	36.000	0.055	0.556	0.000
10	5.5	4.267	35.940	0.119	0.556	0.167	
20	8	5.301	35.880	0.148	0.557	0.333	
30	13	7.368	35.820	0.206	0.558	0.500	
40	19	9.849	35.760	0.275	0.559	0.667	
50	22.5	11.296	35.700	0.316	0.560	0.833	
60	25	12.330	35.640	0.346	0.561	1.000	
70	26.2	12.826	35.580	0.360	0.562	1.167	
80	27.5	13.364	35.520	0.376	0.563	1.333	
90	28	13.571	35.460	0.383	0.564	1.500	
100	28.7	13.860	35.400	0.392	0.565	1.667	
125	29.5	14.191	35.250	0.403	0.567	2.083	
150	30.1	14.439	35.100	0.411	0.570	2.500	
175	30.2	14.480	34.950	0.414	0.572	2.917	
200	31	14.811	34.800	0.426	0.575	3.333	
250	31.6	15.059	34.500	0.437	0.580	4.167	
300	32	15.225	34.200	0.445	0.585	5.000	
350	33.5	15.845	33.900	0.467	0.590	5.833	
400	34	16.052	33.600	0.478	0.595	6.667	
500	34.1	16.093	33.00	0.488	0.606	8.333	
600	34.1	16.093	32.400	0.497	0.617	10.000	
700	34	16.052	31.800	0.505	0.629	11.667	
800	34	16.052	31.200	0.514	0.641	13.333	
900	34	16.052	30.600	0.525	0.654	15.000	





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

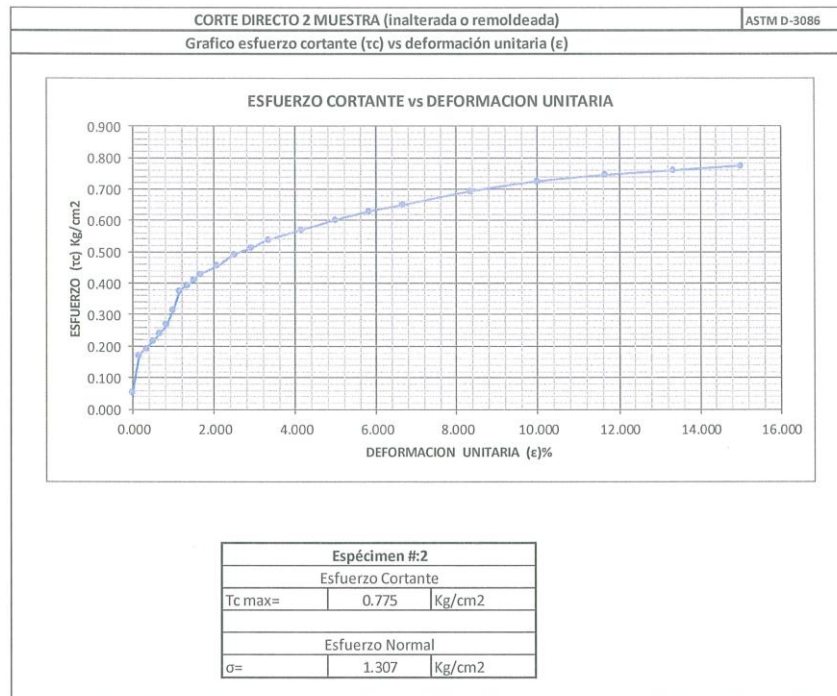




LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

CORTE DIRECTO RAPIDO 2 MUESTRA (inalterada o remodelada)							ASTM D-3086
<b>Características de la muestra</b>							
Promedio lado	(cm)	6.00	Humedad	(%)	40.11		
Altura	(cm)	2.00	Peso	(gr)	113.02		
Area	(cm <sup>2</sup> )	36.00	Densidad hume	(Kg/m <sup>3</sup> )	1569.72		
Volumen	(cm <sup>3</sup> )	72.00	Densidad seca	(Kg/m <sup>3</sup> )	1120.35		
<b>Aplicaciones de carga</b>							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0.7500					
Carga normal vertical:	(Kg)=	40.000					
Esfuerzo Normal:	$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	1.307					
Esfuerzo Cortante:	$\tau_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	0.775					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.001 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	%
0	0	1.993	36.000	0.055	1.111	0.000	
10	10	6.128	35.940	0.170	1.113	0.167	
20	12	6.955	35.880	0.194	1.115	0.333	
30	14	7.782	35.820	0.217	1.117	0.500	
40	16	8.609	35.760	0.241	1.119	0.667	
50	18.5	9.642	35.700	0.270	1.120	0.833	
60	22.5	11.296	35.640	0.317	1.122	1.000	
70	27.5	13.364	35.580	0.376	1.124	1.167	
80	29	13.984	35.520	0.394	1.126	1.333	
90	30.5	14.604	35.460	0.412	1.128	1.500	
100	32	15.225	35.400	0.430	1.130	1.667	
125	34	16.052	35.250	0.455	1.135	2.083	
150	37	17.292	35.100	0.493	1.140	2.500	
175	38.5	17.912	34.950	0.513	1.144	2.917	
200	40.5	18.739	34.800	0.538	1.149	3.333	
250	42.8	19.691	34.500	0.571	1.159	4.167	
300	45	20.600	34.200	0.602	1.170	5.000	
350	46.8	21.345	33.900	0.630	1.180	5.833	
400	48	21.841	33.600	0.650	1.190	6.667	
500	50.5	22.874	33.000	0.693	1.212	8.333	
600	52	23.495	32.400	0.725	1.235	10.000	
700	52.5	23.701	31.800	0.745	1.258	11.667	
800	52.5	23.701	31.200	0.760	1.282	13.333	
900	52.5	23.701	30.600	0.775	1.307	15.000	





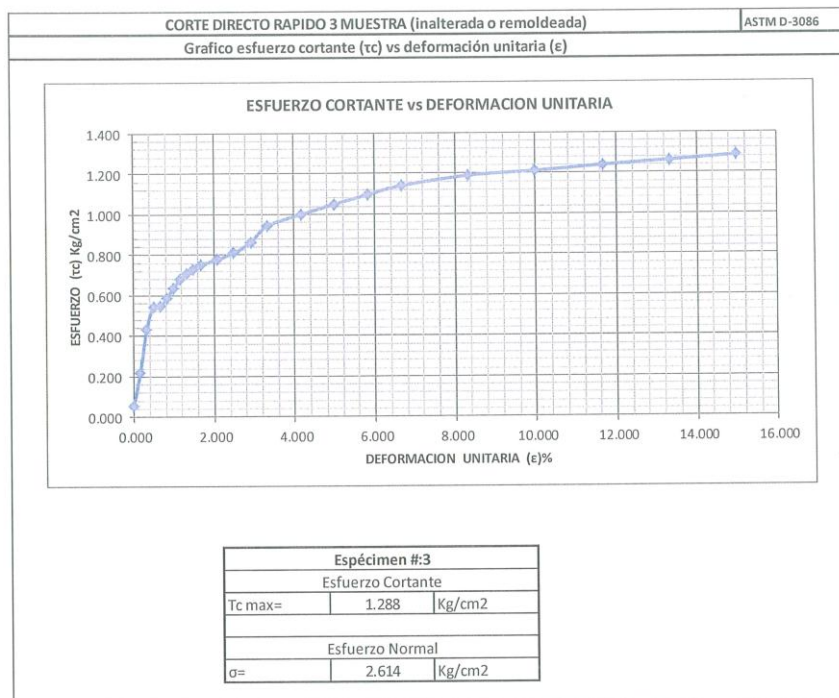




LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

Características de la muestra							
Promedio lado	(cm)	6.00	Humedad	(%)	40.11		
Altura	(cm)	2.00	Peso	(gr)	113.21		
Area	(cm <sup>2</sup> )	36.00	Densidad hume	(Kg/m <sup>3</sup> )	1572.36		
Volumen	(cm <sup>3</sup> )	72.00	Densidad seca	(Kg/m <sup>3</sup> )	1122.23		
Aplicaciones de carga							
Velocidad de carga de maquina:	(mm/min)=	0.7500					
Carga normal vertical:	(Kg)=	80.000					
Esfuerzo Normal:	$\sigma$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	2.614					
Esfuerzo Cortante:	$\tau_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )=	1.288					
TIEMPO	LECTURA DEFORMIMETRO HORIZONTAL	ESFUERZO DIAL DE CARGA	CARGA CORTANTE	AREA CORREGIDA	ESFUERZO CORTANTE	ESFUERZO NORMAL	DEFORMACION UNITARIA
minutos	(x0.001 mm)	(x0.002 mm)	(Kg)	(cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	%
0	0	0	1.993	36.000	0.055	2.222	0.000
10	14.5	7.988	35.940	35.940	0.222	2.226	0.167
20	33	15.638	35.880	35.880	0.436	2.230	0.333
30	42.5	19.566	35.820	35.820	0.546	2.233	0.500
40	46	19.566	35.760	35.760	0.547	2.237	0.667
50	50	21.014	35.700	35.700	0.589	2.241	0.833
60	54	22.668	35.640	35.640	0.636	2.245	1.000
70	56	24.322	35.580	35.580	0.684	2.248	1.167
80	58	25.149	35.520	35.520	0.708	2.252	1.333
90	59.5	25.976	35.460	35.460	0.733	2.256	1.500
100	61.5	26.596	35.400	35.400	0.751	2.260	1.667
125	64	27.423	35.250	35.250	0.778	2.270	2.083
150	68	28.457	35.100	35.100	0.811	2.279	2.500
175	74.5	30.111	34.950	34.950	0.862	2.289	2.917
200	78.5	32.798	34.800	34.800	0.942	2.299	3.333
250	82	34.452	34.500	34.500	0.999	2.319	4.167
300	85	35.900	34.200	34.200	1.050	2.339	5.000
350	87.8	37.140	33.900	33.900	1.096	2.360	5.833
400	90.1	38.298	33.600	33.600	1.140	2.381	6.667
500	90.1	39.249	33.000	33.000	1.189	2.424	8.333
600	90.5	39.249	32.400	32.400	1.211	2.469	10.000
700	90.5	39.414	31.800	31.800	1.239	2.516	11.667
800	90.5	39.414	31.200	31.200	1.263	2.564	13.333
900	90.5	39.414	30.600	30.600	1.288	2.614	15.000







LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

PROYECTO:	PACALORI
UBICACIÓN:	PROVINCIA DE LOS RIOS
DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL:	MATERIAL MESCLADO PARA ENSAYOS
FECHA:	30 DE MAYO DEL 2014

CORTE DIRECTO MUESTRA (inalterada o remoldeada)

ASTM D-3086

Características del espécimen									
Especimen	Altura	Lado A	Lado B	Area	Volumen	W molde	w molde + muestra	W humedo muestra	γ
#	(cm)	(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(gr)	(gr)	(gr)	(Kg/m <sup>3</sup> )
1	2.00	6.00	6.00	36.00	72.00	157.53	271.90	114.37	1588.47
2	2.00	6.00	6.00	36.00	72.00	156.00	269.02	113.02	1569.72
3	2.00	6.00	6.00	36.00	72.00	157.66	270.87	113.21	1572.36

Contenido de Humedad final						
Espécimen	# tarro	W tarro	W tarro+muestra	W seco	Humedad ω (%)	Promedio parcial ω (%)
1	184	50.66	63.23	58.44	61.57	59.21
	27	39.65	51.68	47.32	56.84	
2	18	40.73	53.56	48.94	56.27	54.84
	30	41.78	55.77	50.9	53.40	
3	62	44.5	55.56	51.68	54.04	54.03
	129	40.33	52.99	48.55	54.01	

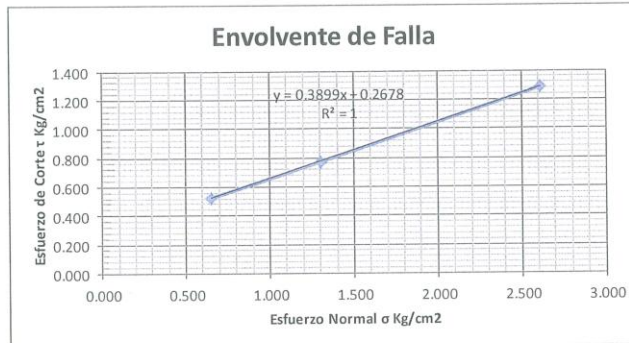
Resumen de Datos		
Humedad Promedio Total:	40.11	%
Densidad Promedio Total:	1576.85	(Kg/m <sup>3</sup> )
Humedad Promedio Total:	56.02	%
Densidad Promedio Total:	1750.00	(Kg/m <sup>3</sup> )





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

Especimen	Esfuerzo Normal $\sigma$	Esfuerzo Cortante T	T=C+ $\sigma$ tan $\phi$	
			C	$\phi$
#	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	(°)
1	0.654	0.525	0.2678	21.31
2	1.307	0.775		
3	2.614	1.288		



RESULTADOS			
C=	0.2678	Kg/cm <sup>2</sup>	ENVOLVENTE DE FALLA
$\phi$ =	21.31	°	





<b>CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL</b>	
<b>FECHA:</b> 9 Abril de 2014	<b>CODIGO:</b> L.S.-B018
<b>PROYECTO:</b>	PACALORI PRESA ESTERO LECHUGAL
<b>UBICACIÓN:</b>	PROVINCIA DE LOS RIOS
<b>DESCRIPCION DEL MATERIAL:</b>	MATERIAL MEZCLADO PARA ENZAYOS
<b>PROFUNDIDAD:</b>	1,00m - 3,00m





LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS										ASTM D-2435	
CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA					DATOS DEL MOLDE						
Peso suelo húmedo: $W_h =$		112.12		g	W molde: $W_m =$		74.26		g		
Peso suelo seco: $W_s =$		77.74		g	W molde + suelo hum $W_{m+s} =$		186.38		g		
Peso Especifico Hum $\gamma_h =$		1.80		g/cm <sup>3</sup>	Diámetro del molde: $\phi =$		6.3		cm		
Peso Especifico Secc $\gamma_s =$		1.25		g/cm <sup>3</sup>	Altura de la muestra: $H_o =$		2		cm		
Grav. Espec. Sólidos: $S_s = G_s =$		2.64		---	Area: $A =$		31.17		cm <sup>2</sup>		
					Volumen: $V =$		62.345		cm <sup>3</sup>		
CONTENIDO INICIAL DE AGUA EN LA PROBETA					CONTENIDO FINAL DE AGUA EN LA PROBETA						
Recipiente		Peso Recipiente		w	Recipiente		Peso Recipiente		w		
N°	Peso	S. Húmedo	S. Seco	Parcial	Promedio	N°	Peso	S. Húmedo	S. Seco	Parcial	Promedio
	g	g	g	%			%	g	g	g	
172	50.23	60.70	57.49	44.21	44.23	18	40.80	51.70	48.39	43.61	43.91
31	44.73	55.13	51.94	44.24		30	41.80	54.00	50.26	44.21	

CALCULOS FUNDAMENTALES	
Altura de los Sólidos: $H_s = \frac{W_s}{G_{syw} \cdot A}$	9.45 mm
Altura de los Vacíos: $H_v = H - H_s$	10.55 mm

RELACIONES FUNDAMENTALES	
Grado de Saturación Inicial: $S_{ro} = \frac{\omega_o \cdot G_s}{e}$	104.51 %
Grado de Saturación Final: $S_{rf} = \frac{\omega_f \cdot G_s}{e}$	103.75 %
Relación de Vacíos: $e_o = \frac{H_v}{H_s}$	1.12
Relación de Vacíos: $e_f = \frac{H_v}{H_s}$	1.12

Esaú Cullquipuma



Walter Maldonado



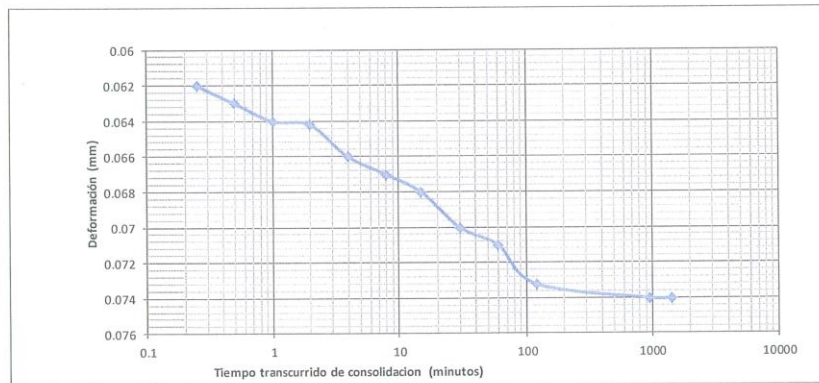


LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS								ASTM D-2433	
CARGA		20 kg		PRESIÓN		0.641592 kgf/cm <sup>2</sup>		PRESIÓN	62.94019 kPa
EJECUCIÓN DEL ENSAYO (carga)									
Fecha	Hora de Lectura	Tiempo Transcurrido				Dial deformación (0,002)mm	ΔH mm		
		hora	min	seg	Minutos				
día/mes/año	0:00								
27/05/2014				15	0.25	31	0.062		
27/05/2014				30	0.50	31.5	0.063		
27/05/2014			1		1	32	0.064		
27/05/2014			2		2	32.1	0.0642		
27/05/2014			4		4	33	0.066		
27/05/2014			8		8	33.5	0.067		
27/05/2014			15		15	34	0.068		
27/05/2014			30		30	35	0.07		
27/05/2014		1			60	35.5	0.071		
27/05/2014		2			120	36.6	0.0732		
28/05/2014		16			960	37	0.074		
28/05/2014		24			1440	37	0.074		

Observaciones: \_\_\_\_\_

GRÁFICO CURVA DE CONSOLIDACIÓN: (Tiempo Transcurrido vs Deformación)



PRESIÓN		TIEMPOS			LECTURAS DE DEFORMACIÓN		
P	0.641592111 kgf/cm <sup>2</sup>	t <sub>50</sub>	0.067 mm	0%	0.062 mm		
P	62.94018611 kPa	t <sub>100</sub>	0.074 mm	50%	0.067 mm		
				100%	0.074 mm		

RESULTADOS PARA CADA ESTADO DE CARGA

Altura de Sólidos:	H <sub>s</sub> =	9.45	mm
Altura de Vacíos:	H <sub>v</sub> =	10.609	mm
Altura de la muestra:	H=	20.056	mm
Relación de Vacíos:	e=	1.123	---
Coefficiente de Consolidación:	C <sub>v</sub> =	2.70E-04	cm <sup>2</sup> /seg



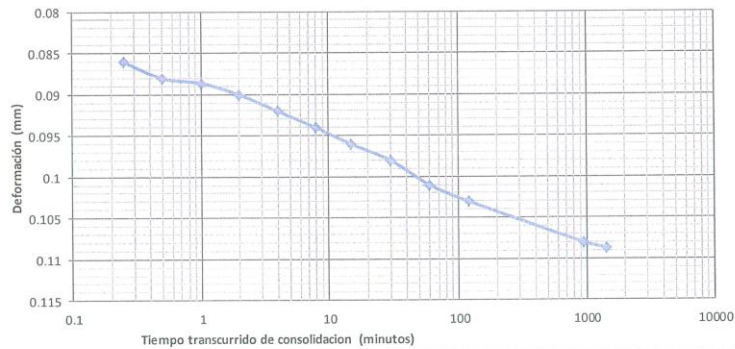


LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
[laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec](mailto:laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec)

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS							ASTM D-2435
CARGA		40 kg		PRESIÓN		1.283184 kgf/cm <sup>2</sup>	
				PRESIÓN		125.8804 kPa	
EJECUCIÓN DEL ENSAYO (carga)							
Fecha	Hora de Lectura	Tiempo Transcurrido			Dial deformación	ΔH	
día/mes/año	0:00	hora	min	seg	Minutos	(0,002)mm	mm
28/05/2014				15	0.25	43	0.086
28/05/2014				30	0.50	44	0.088
28/05/2014			1		1	44.3	0.0886
28/05/2014			2		2	45	0.09
28/05/2014			4		4	46	0.092
28/05/2014			8		8	47	0.094
28/05/2014			15		15	48	0.096
28/05/2014			30		30	49	0.098
28/05/2014		1			60	50.5	0.101
28/05/2014		2			120	51.5	0.103
29/05/2014		16			960	54	0.108
29/05/2014		24			1440	54.3	0.1086

Observaciones: \_\_\_\_\_

GRÁFICO CURVA DE CONSOLIDACIÓN: (Tiempo Transcurrido vs Deformación)



PRESIÓN		TIEMPOS			LECTURAS DE DEFORMACIÓN		
P	kgf/cm <sup>2</sup>	t50	0.095	mm	0%	0.085	mm
P	kPa	t100	0.106	mm	50%	0.095	mm
					100%	0.106	mm

RESULTADOS PARA CADA ESTADO DE CARGA			
Altura de Sólidos:	Hs=	9.45	mm
Altura de Vacíos:	Hv=	10.609	mm
Altura de la muestra:	H=	20.056	mm
Relación de Vacíos:	e=	1.123	---
Coeficiente de Consolidación:	Cv=	2.97E-04	cm <sup>2</sup> /seg





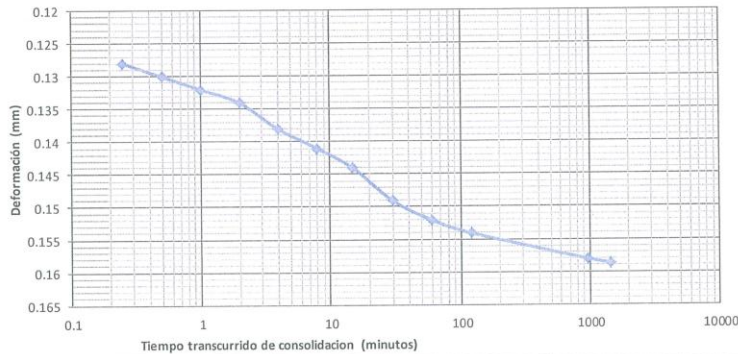


LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES FACULTAD DE INGENIERÍA  
laboratorio.suelos@ucuenca.edu.ec

CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE LOS SUELOS							ASTM D-2435
CARGA		80	kg	PRESIÓN		2.566368	kgf/cm <sup>2</sup>
				PRESIÓN		251.7607	kPa
EJECUCIÓN DEL ENSAYO (carga)							
Fecha	Hora de Lectura	Tiempo Transcurrido				Dial deformación	ΔH
día/mes/año	0:00	hora	min	seg	Minutos	(0,002)mm	mm
29/05/2014				15	0.25	64	0.128
29/05/2014				30	0.50	65	0.13
29/05/2014			1		1	66	0.132
29/05/2014			2		2	67	0.134
29/05/2014			4		4	69	0.138
29/05/2014			8		8	70.5	0.141
29/05/2014			15		15	72	0.144
29/05/2014			30		30	74.5	0.149
29/05/2014		1			60	76	0.152
29/05/2014		2			120	77	0.154
30/05/2014		16			960	79	0.158
30/05/2014		24			1440	79.3	0.1586

Observaciones: \_\_\_\_\_

GRÁFICO CURVA DE CONSOLIDACIÓN: (Tiempo Transcurrido vs Deformación)



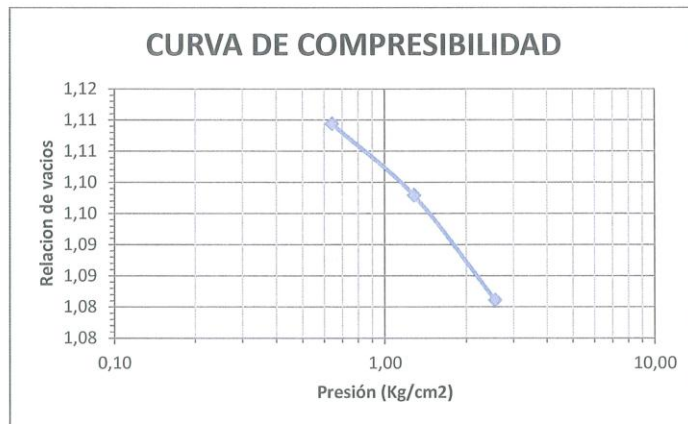
PRESIÓN			TIEMPOS			LECTURAS DE DEFORMACIÓN		
P	2.566368445	kgf/cm <sup>2</sup>	t50	0.14	mm	0%	0.125	mm
P	251.7607444	kPa	t100	0.155	mm	50%	0.14	mm
						100%	0.155	mm

RESULTADOS PARA CADA ESTADO DE CARGA			
Altura de Sólidos:	Hs=	9.45	mm
Altura de Vacíos:	Hv=	10.609	mm
Altura de la muestra:	H=	20.056	mm
Relación de Vacíos:	e=	1.123	---
Coefficiente de Consolidación:	Cv=	3.71E-04	cm <sup>2</sup> /seg





PRESIÓN (Kg/cm2)	COMPRESIÓN DE LA MUESTRA (cm)	ALTURA DE LA MUESTRA (cm)	INDICE DE VACÍOS
0.00	0.000	2.000	1.12
0.64	0.007	1.993	1.11
1.28	0.011	1.982	1.10
2.57	0.016	1.966	1.08



Índice de compresibilidad  $C_c =$  0.066





PERMEABILIDAD CELULA TRIAXIAL	
<b>FECHA:</b> 20 Mayo de 2014	<b>CODIGO:</b> L.S.-B018
<b>PROYECTO:</b>	PACALORI PRESA ESTERO LECHUGAL
<b>UBICACIÓN:</b>	PROVINCIA DE LOS RIOS
<b>DESCRIPCION DEL MATERIAL:</b>	MATERIAL MEZCLADO PARA ENZAYOS
<b>PROFUNDIDAD:</b>	1,00m - 3,00m





PERMEABILIDAD DE CARGA CONSTANTE ENSAYO 1							ASTM D-2434				
CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					CONTENIDO DE AGUA INICIAL						
Diámetro:	D=	3.5	cm	Recipiente		Peso Recipiente		W			
Area:	A=(D <sup>2</sup> .n)/4	9.62	cm <sup>2</sup>	N°	Peso	S. Húmedo	S. Seco	Parcial	Promedio		
Longitud:	L=	10.5	cm		g	g	g	%	%		
Volumen:	V=(A . L)=	101.02	cm <sup>3</sup>	172	50.23	64.52	60.15	44.05			
Peso Húmedo:	Wh=	175.4	g	31	44.73	56.89	53.19	43.74		43.89	
Peso Seco:	Ws=	121.90	g	CONTENIDO DE AGUA FINAL							
Densidad Húmeda:	Yh=	1.74	g/cm <sup>3</sup>	34	40.04	56.94	51.07	53.22		53.30	
Densidad Seca:	Yd=	1.21	g/cm <sup>3</sup>	48	40.88	58.32	52.25	53.39			
Peso Relat. De Sólidos	Gs=	2.64	-	TUBO							
Porcent. de Absor.	Wa=WF-WI	9.41	%	Diámetro:	d=	1.25	cm				
Peso Específico agua	Yw=T°C=	20°C	1.00E+00	Área:	a=(d <sup>2</sup> .n)/4	1.23	cm <sup>2</sup>				
RELACIONES FUNDAMENTALES											
Relación de Vacíos:	$e = \frac{Gs \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1$			1.19	---	Porosidad:	$n = \left( \frac{e}{1 + e} \right) \cdot 100 =$				54.29 %
Grado de Saturación I:	$S_o = \frac{\omega\% \cdot G_s}{e}$			97.55	%	Grado de Saturación F:	$S_f = \frac{\omega\% \cdot G_s}{e}$				118.46 %
TOS DE ENSAYO											
Fecha	Hora	Carga Hidráulica	Gradiente Hidráulico	Volumen	Tiempo	Caudal	Temperatura	Coefficiente de Permeabilidad	Coefficiente de Permeabilidad		
		$\Delta h$	i	V	t	Q	T	KT	K20		
Día-Mes-Año	0:00	cm	-	cm <sup>3</sup>	s	cm <sup>3</sup> /s	°C	cm/s	cm/s		
26/05/2014	15:25	400.00	38.10	1.55	900	1.72E-03	18.4	4.70E-06	4.89E-06		
26/05/2014	15:40	400.00	38.10	1.05	900	1.17E-03	18.4	3.18E-06	3.31E-06		
26/05/2014	15:55	400.00	38.10	1.20	900	1.33E-03	18.9	3.64E-06	3.74E-06		
26/05/2014	16:10	400.00	38.10	1.00	900	1.11E-03	18.4	3.03E-06	3.15E-06		
26/05/2014	16:25	400.00	38.10	1.25	900	1.39E-03	18.6	3.79E-06	3.92E-06		
26/05/2014	16:40	400.00	38.10	0.90	900	1.00E-03	18.5	2.73E-06	2.83E-06		
26/05/2014	16:55	400.00	38.10	0.85	900	9.44E-04	18.5	2.58E-06	2.74E-06		
26/05/2014	17:10	400.00	38.10	0.95	900	1.06E-03	18.5	2.88E-06	3.14E-06		
26/05/2014	17:25	400.00	38.10	0.95	900	1.06E-03	18.4	2.88E-06	3.22E-06		
RESULTADOS											
Permeabilidad Media:	$k_T =$			3.27E-06	cm/s	Permeabilidad Media:	$k_{20} =$				3.44E-06 cm/s
Permeabilidad Media:	$k_T =$			2.82E-03	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día	Permeabilidad Media:	$k_{20} =$				2.97E-03 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día
Observaciones:											

Esau Cullquipuma



Walter/Maldonado





PERMEABILIDAD DE CARGA CONSTANTE ENSAYO 2										ASTM D-2434	
CARACTERÍSTICAS DE LA MUESTRA					CONTENIDO DE AGUA INICIAL						
Diámetro:	D=	3.5	cm	Recipiente		Peso Recipiente		W			
Área:	$A=(D^2 \cdot \pi)/4$	9.62	cm <sup>2</sup>	N°	Peso	S. Húmedo	S. Seco	Parcial	Promedio		
Longitud:	L=	10.5	cm		g	g	g	%	%		
Volumen:	$V=(A \cdot L)$	101.02	cm <sup>3</sup>	51	43.00	55.72	52.00	41.33	41.84		
Peso Húmedo:	Wh=	164.67	g	34	40.00	49.11	46.40	42.34			
Peso Seco:	Ws=	116.10	g	CONTENIDO DE AGUA FINAL							
Densidad Húmeda:	$\gamma_h$ =	1.63	g/cm <sup>3</sup>	62	44.6	57.1	52.3	62.34	62.54		
Densidad Seca:	$\gamma_d$ =	1.15	g/cm <sup>3</sup>	184	50.6	67.2	60.8	62.75			
Peso Relat. De Sólidos	Gs=	2.64	-	TUBO							
Porcent. de Absor.	Wa=WF-WI	20.70	%	Diámetro:	d=	1.25	cm				
Peso Específico agua	$\gamma_w=T^{\circ}C=$	20°C	1.00E+00	Área:	$a=(d^2 \cdot \pi)/4$	1.23	cm <sup>2</sup>				
RELACIONES FUNDAMENTALES											
Relación de Vacíos:	$e = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{\gamma_d} - 1$	1.30	---	Porosidad:	$n = \left( \frac{e}{1+e} \right) \cdot 100 =$	56.47	%				
Grado de Saturación I:	$S_o = \frac{\omega\% \cdot G_s}{e}$	85.15	%	Grado de Saturación F:	$S_f = \frac{\omega\% \cdot G_s}{e}$	127.28	%				
TOS DE ENSAYO											
Fecha	Hora	Carga Hidráulica	Gradiente Hidráulico	Volumen	Tiempo	Caudal	Temperatura	Coefficiente de Permeabilidad	Coefficiente de Permeabilidad		
		$\Delta h$	i	V	t	Q	T	KT	K20		
Día-Mes-Año	0:00	cm	-	cm <sup>3</sup>	s	cm <sup>3</sup> /s	°C	cm/s	cm/s		
26/05/2014	15:25	400.00	38.10	1.00	900	1.11E-03	18.4	3.03E-06	3.15E-06		
26/05/2014	15:40	400.00	38.10	1.25	900	1.39E-03	18.4	3.79E-06	3.94E-06		
26/05/2014	15:55	400.00	38.10	0.25	900	2.78E-04	18.9	7.58E-07	7.79E-07		
26/05/2014	16:10	400.00	38.10	0.95	900	1.06E-03	18.4	2.88E-06	3.00E-06		
26/05/2014	16:25	400.00	38.10	1.45	900	1.61E-03	18.6	4.40E-06	4.55E-06		
RESULTADOS											
Permeabilidad Media:	$k_T =$	2.97E-06	cm/s	Permeabilidad Media:	$k_{20} =$	3.08E-06	cm/s				
Permeabilidad Media:	$k_T =$	2.57E-03	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día	Permeabilidad Media:	$k_{20} =$	2.66E-03	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día				
Observaciones: _____											

Esaú Cullquipuma



Walter Maldonado

