

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA  
LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**“EFECTO DE LA CONSOLIDACIÓN EN EL COMPORTAMIENTO  
HIDRÁULICO EN PRESAS DE TIERRA”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERA AGRÍCOLA**

**ANA MARÍA VARGAS TENORIO**

**LIMA – PERÚ**

**2022**

## Document Information

Analyzed document	TESIS_ANITA_VARGAS_09.01.23.docx (D156483889)
Submitted	2023-01-20 23:28:00
Submitted by	Liz Margot Palomino Zegarra
Submitter email	lizpalomino@lamolina.edu.pe
Similarity	7%
Analysis address	lizpalomino.unalm@analysis.arkund.com

## Sources included in the report

<b>SA</b>	<b>TEORIA DE SUELOS (1).pdf</b> Document TEORIA DE SUELOS (1).pdf (D20952331)		2
<b>SA</b>	<b>Tesis Veramendi Joiler.pdf</b> Document Tesis Veramendi Joiler.pdf (D147417707)		1
<b>SA</b>	<b>INFORME FINAL FEDU 2019-Rosa LLique.pdf</b> Document INFORME FINAL FEDU 2019-Rosa LLique.pdf (D83075154)		1
<b>SA</b>	<b>TESIS ALMENDARIZ RODRIGUEZ.docx</b> Document TESIS ALMENDARIZ RODRIGUEZ.docx (D16702877)		1
<b>SA</b>	<b>libro geologia 2.docx</b> Document libro geologia 2.docx (D52402122)		2
<b>SA</b>	<b>10636-Palomino Zegarra Liz Margot_.pdf</b> Document 10636-Palomino Zegarra Liz Margot_.pdf (D37638018)		11
<b>SA</b>	<b>TSP Eder Jesús Gamarra Alvarez.pdf</b> Document TSP Eder Jesús Gamarra Alvarez.pdf (D139054700)		1
<b>SA</b>	<b>TESIS CORONEL VALLEJOS.docx</b> Document TESIS CORONEL VALLEJOS.docx (D54392769)		1
<b>SA</b>	<b>Tesis Mejor. Suelos Pomasqui - Marco López.docx</b> Document Tesis Mejor. Suelos Pomasqui - Marco López.docx (D24719089)		1
<b>SA</b>	<b>5773 vilca_ti_.pdf</b> Document 5773 vilca_ti_.pdf (D32967954)		1

## Entire Document

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA  
"EFECTO DE LA CONSOLIDACIÓN EN EL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO EN PRESAS DE TIERRA"

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**

**FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA**

**“EFECTO DE LA CONSOLIDACIÓN EN EL COMPORTAMIENTO  
HIDRÁULICO EN PRESAS DE TIERRA”**

TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE:

**INGENIERA AGRÍCOLA**

Presentado por:

**BACH. ANA MARÍA VARGAS TENORIO**

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Presidente del Jurado

Mg. Sc. Alfonso Cerna Vásquez

Miembro del Jurado

Mag. Saúl Moisés Torres Murga

Miembro del Jurado

Mg. Sc. Teresa Olinda Velásquez Bejarano

Docente asesor

Mg. Sc. Liz Margot Palomino Zegarra

LIMA – PERÚ

2022

## **DEDICATORIA**

La investigación va dedicado a mis padres y hermanos Renzo, Kevin, Miriam y Elizabeth que son ejemplo de esfuerzo, honestidad, deseo de superación y perseverancia. Quienes me han brindado su apoyo incondicional y sobre todo su amor.

En memoria al Ingeniero Hermes Valdivia Aspilcueta, por sus enseñanzas y dedicatoria a la investigación.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a Dios por su amor y bondad, al haber puesto en mi camino a personas maravillosas las cuales me han enseñado y motivado a alcanzar mis objetivos.

A mis padres; mi madre Salomina, por haberme apoyado en todo momento, por su amor, su ejemplo de trabajo y perseverancia, su paciencia, sus consejos, valores, su optimismo y motivación constante me ha permitido ser una persona de bien y a mi padre Eusebio, por su ejemplo de perseverancia y el trabajar por alcanzar metas trazadas, cualidades que lo caracterizan y que me ha infundado siempre.

Mg. Sc. Liz Margot Palomino Zegarra, asesora del presente trabajo, agradecida por su orientación en la realización de la tesis y enseñanza constante, con un espíritu imparable y que me inspira conseguir más logros en mi vida.

Ing. Hermes Valdivia Aspilcueta, co-asesor, por su valiosa orientación en la elaboración de este trabajo de investigación, por sus enseñanzas y su pasión por la búsqueda de la investigación.

Los Ing. Manuel Barreno y Ing. Carlos Bravo, quienes me ayudaron para la sustentación de esta tesis. Además, del tiempo compartido en el cual me han enseñado el camino hacia la excelencia profesional.

Marcos Meza, Fortunato Meza y el sr. Mario, técnicos del laboratorio de mecánica de suelos por su predisposición y asistencia en la ejecución de los ensayos para la presente investigación.

Mis amigas y amigos, que me acompañaron en este tiempo de estudio, en especial a Nayeli, Alex, Yakelin, Gabriela, Ángela, Claudia, Steven y Sariela, que con sus palabras me transmitieron ánimos para continuar al final. Mi amiga del colegio, Vane por siempre estar a mi lado apoyándome todo este tiempo. A Renée, quien me aconseja y me incentiva a alcanzar mis objetivos.

# ÍNDICE GENERAL

<b>I. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1. OBJETIVOS.....	2
1.1.1. Objetivo general.....	2
1.1.2. Objetivos específicos.....	2
<b>II. REVISIÓN DE LITERATURA</b> .....	3
2.1. PRESAS DE TIERRA.....	3
2.2. PRESAS EN EL PERÚ.....	4
2.3. FALLAS POR TUBIFICACIÓN EN LAS PRESAS DE TIERRA.....	6
2.3.1. Falla de tubificación.....	7
2.3.2. Agrietamiento de la cortina.....	8
2.4. CONSOLIDACIÓN.....	9
2.4.1. Estructura del Suelo y su capacidad de deformarse.....	9
2.4.2. Proceso de consolidación.....	10
2.4.3. Ecuación de la consolidación.....	11
2.5. COMPACTACIÓN.....	13
2.5.1. Proceso de compactación.....	13
2.5.2. La energía de compactación.....	14
2.5.3. Contenido de humedad.....	16
2.6. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO COMPACTADO.....	17
2.6.1. Permeabilidad.....	17
2.6.2. Compresibilidad y expansividad.....	18
2.6.3. Resistencia al corte y relaciones esfuerzo deformación.....	19
2.6.4. Resistencia a la erosión.....	20
2.7. FLUJO DEL AGUA.....	20
2.7.1. Ley de Darcy.....	20
2.7.2. Permeabilidad.....	21
2.7.3. Coeficiente de permeabilidad.....	21
2.7.4. Fluidos.....	22
2.7.5. Suelos.....	23
2.7.6. Estructura de suelos.....	24
2.7.7. Composición de suelos.....	25

2.7.8. Saturación en suelos .....	25
2.7.9. Coeficiente de permeabilidad en suelos estratificados .....	26
2.7.10. Ecuación de Laplace .....	27
<b>2.8. REDES DE FLUJO .....</b>	<b>29</b>
2.8.1. Construcciones de redes de flujo .....	29
2.8.2. Redes de flujo para presas de tierra .....	30
<b>III. METODOLOGÍA .....</b>	<b>32</b>
3.1. MATERIALES Y EQUIPOS .....	32
3.1.1. Muestra .....	32
3.1.2. Equipos de laboratorio .....	32
3.1.3. Material de gabinete .....	33
3.2. PROCEDIMIENTOS .....	33
3.2.1. Extracción de muestra.....	33
3.2.2. Ensayos caracterización e identificación de suelos .....	33
3.2.3. Ensayos especiales.....	34
3.2.4. Simulación de la Red de Flujo en el núcleo de la presa de tierra .....	36
<b>IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....</b>	<b>39</b>
4.1. CARACTERIZACIÓN DE LA MUESTRA .....	39
4.2. PERMEABILIDAD DEL SUELO .....	41
4.3. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU).....	42
4.4. CONSOLIDACIÓN .....	42
4.5. ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN EN EL NÚCLEO DE PRESA.....	45
4.5.1. Red de flujo antes del proceso de consolidación .....	45
4.5.2. Red de flujo después del proceso de consolidación.....	48
4.6. DISCUSIONES .....	52
<b>V. CONCLUSIONES.....</b>	<b>56</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>57</b>
<b>VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>58</b>
<b>VIII. ANEXOS .....</b>	<b>60</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Elementos de una Presa de tierra .....	4
Figura 2: Presa Pomacocha.....	5
Figura 3: Proceso de erosión regresiva que conduce a la tubificación .....	8
Figura 4: Movimiento relativo entre partículas de suelo.....	10
Figura 5: Efecto de la Compactación sobre la estructura de suelos arcillosos .....	14
Figura 6: Curvas de comparación de Proctor estándar y Proctor modificado .....	16
Figura 7: Curva de Densidad Aparente vs Contenido de Humedad.....	17
Figura 8: Relación entre el índice de poros de una muestra de suelo y la presión efectiva que soporta.....	18
Figura 9: Orientación de las partículas de la estructura de un suelo arcilloso.....	24
Figura 10: Relación entre la relación de vacíos y la permeabilidad .....	25
Figura 11: Efecto del grado de Saturación en la permeabilidad de una arcilla limosa compactada por amasado.....	26
Figura 12: Representación del flujo en suelos estratificados .....	27
Figura 13: Elemento de una región sujeta a flujo tridimensional.....	28
Figura 14: Líneas de flujo (Líneas de corriente) y Líneas equipotenciales.....	30
Figura 15: Representación de la red de Flujo en Presas de tierra.....	31
Figura 16: Dimensionamiento del modelo de la Presa de tierra.....	37
Figura 17: Curva de Compactación – Valor de Densidad Seca Máxima .....	40
Figura 18: Curvas de Compactación – Valor de Densidad al 95% al lado húmedo.....	40
Figura 19: Tendencia de los coeficientes de permeabilidad de las muestras instaladas del Proctor Estándar y Proctor Modificado .....	45
Figura 20: Simulación de la red de flujo antes del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 5 m .....	47
Figura 21: Simulación de la red de flujo antes del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 10 m .....	47
Figura 22: Simulación de la red de flujo antes del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 20 m .....	48

Figura 23: Simulación de la red de flujo después del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 5 m .....	49
Figura 24: Simulación de la red de flujo después del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 10 .....	49
Figura 25: Simulación de la red de flujo después del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 20 m .....	50
Tabla 17: Resumen de resultados de los caudales obtenidos mediante la simulación obtenida GeoStudio 2007 (SEEP/W) y la densidad del suelo .....	50
Figura 26: Comparación de redes de flujo de los núcleos consolidados y sin consolidar...	51
Figura 27: Comparación de redes de flujo de los núcleos consolidados y sin consolidar...	52

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Presas de Acuerdo a su tipología.....	6
Tabla 2: Resumen de las causas más importantes de fallas.....	7
Tabla 3: Clasificación de Suelos según sus coeficientes de permeabilidad .....	22
Tabla 4: Viscosidad del agua en función de la temperatura .....	23
Tabla 5: Taludes mínimos para terraplenes sobre cimentación apropiada .....	37
Tabla 6: Coeficientes de permeabilidad en condición sin consolidar para las dos energías de compactación.....	38
Tabla 7: Coeficientes de permeabilidad en condición consolidada.....	38
Tabla 8: Caracterización de la muestra.....	39
Tabla 9: Comparación de los resultados de la energía de Compactación del Proctor Modificado y Proctor Estándar.....	41
Tabla 10: Conductividad Hidráulica de los suelos compactados .....	41
Tabla 11: Resultado del ensayo compresión triaxial consolidado no drenado.....	42
Tabla 12: Coeficiente de permeabilidad y densidad del Proctor Estándar .....	42
Tabla 13: Coeficiente de permeabilidad y densidad Proctor modificado.....	43
Tabla 14: Comparación de los coeficientes de permeabilidad de los suelos compactados con la energía del Proctor Modificado y Proctor Estándar.....	44
Tabla 15: Caudales a través del núcleo antes del proceso de consolidación.....	46
Tabla 16: Caudales a través del núcleo después del proceso de consolidación .....	48
Tabla 17: Resumen de resultados de los caudales obtenidos mediante la simulación obtenida GeoStudio 2007 (SEEP/W) y la densidad del suelo .....	50

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Curva Granulométrica Global – Método Mecánico .....	60
Anexo 2: Análisis Granulométrico – Método Mecánico.....	61
Anexo 3: Análisis granulométrico por método del hidrómetro .....	61
Anexo 4: Curva Granulométrica método del hidrómetro.....	62
Anexo 5: Ensayo de Gravedad específica .....	62
Anexo 6: Valores obtenidos del Ensayo de Límite Líquido.....	63
Anexo 7: Gráfico para la obtención del Límite Líquido .....	63
Anexo 8: Ensayo de Límite Plástico.....	63
Anexo 9: Determinar el Índice de Plasticidad .....	64
Anexo 10: Ensayo de Compactación Proctor Estándar .....	64
Anexo 11: Gráfico Energía de Compactación Proctor Estándar Método B (ASTM D1557).....	64
Anexo 12: Ensayo de Compactación Proctor Modificado .....	65
Anexo 13: Gráfico Energía de Compactación Proctor Modificado Método B (ASTM D1557).....	65
Anexo 14: Valores de la Densidad seca y Contenido de Humedad del Proctor Estandar y Proctor Modificado.....	66
Anexo 15: Curvas de compactación del Proctor Estandar y Proctor modificado – Valores del 95% de la densidad máxima del lado seco .....	66
Anexo 16: Curvas de compactación del Proctor Estandar y Proctor modificado – Valores del 95% de la densidad máxima del lado húmedo .....	67
Anexo 17: Resultado del ensayo de Permeabilidad de Pared Flexible para la muestra instalada con los valores del Proctor Estándar antes proceso de consolidación.....	68
Anexo 18: Resultado del ensayo de Permeabilidad de Pared Flexible para la muestra instalada con los valores del Proctor Modificado antes del proceso de consolidación .....	69

## RESUMEN

Al construirse una presa de tierra, se compacta el núcleo hasta tener una densidad uniforme desde la base hasta la corona, obteniéndose un cuerpo homogéneo; cuando entra en operación, el agua satura el núcleo y con el paso del tiempo, éste se consolida produciéndose una reducción de espacios vacíos y por lo tanto el núcleo se vuelve heterogéneo.

Esta investigación tiene como objetivo determinar la variación del comportamiento Hidráulico en el núcleo de una presa de tierra cuando esta se ha consolidado debido a las cargas que se generan por el peso del suelo saturado.

Para ello, este trabajo se desarrolló en dos fases; la primera es la de ejecución de ensayos para la caracterización del suelo y determinar parámetros físico mecánicos de la muestra extraída de una cantera seleccionada para la Presa Santiago de Chuquimarán. La segunda fase es la simulación de la red de flujo con el programa GeoStudio 2007 y la extensión de SEEP/W, para determinar la variación del caudal a través del cuerpo del núcleo de la presa. Para este paso, se diseñó una presa de 20 m de altura, con talud en la cara húmeda de 2:1 y para la cara seca un talud de 1.5:1.

La altura de la presa está en relación de los esfuerzos geostáticos ( $\sigma = \gamma * h$ ) que se consideraron en las cargas de consolidación (1, 2 y 4 kgf/cm<sup>2</sup>) y las densidades consolidadas fueron tomadas del Proctor Modificado.

La variación del comportamiento hidráulico en el núcleo de una presa de tierra cuando esta se ha consolidado, disminuyendo el caudal (Q) que atraviesa el núcleo, pasando del orden de  $10^{-7}$  m<sup>3</sup>/s a  $10^{-9}$  m<sup>3</sup>/s.

**Palabras claves:** Coeficiente de permeabilidad (k=cm/s), Caudal (m<sup>3</sup>/s), consolidación, presa, compactación.

## ABSTRACT

When constructing an earthen dam, the core is compacted until it achieves a uniform density from the base to the crown, resulting in a homogeneous body. Upon operation, the water saturates the core, and over time, consolidation occurs, leading to a reduction in void spaces and the resultant heterogeneity of the core.

The objective of this study is to investigate the variation of hydraulic behavior in the core of an earthen dam following consolidation due to loads generated by the weight of the saturated soil.

To accomplish this, the research had two phases. The first phase involved conducting tests to characterize the soil and determine physical-mechanical parameters of the sample extracted from a quarry selected for the Santiago de Chuquimarán Dam. The second phase entailed simulating the flow network using the GeoStudio 2007 program and the SEEP/W extension, to determine the variation of flow through the body of the dam core. For this step, a 20 m high dam was designed, with a 2:1 slope on the wet side and a 1.5:1 slope on the dry side.

The height of the dam is related to the geostatic stresses ( $\sigma = \gamma \cdot h$ ) that were considered in the consolidation loads (1, 2 and 4 kgf/cm<sup>2</sup>) and the consolidated densities were taken from the Modified Proctor.

The variation of the hydraulic behavior in the core of an earthen dam, after consolidation, leads to a decrease in the flow rate (Q) that passes through the core, going from around 10<sup>-7</sup> m<sup>3</sup>/s to 10<sup>-9</sup> m<sup>3</sup>/s.

**Keywords:** Permeability coefficient (k=cm/s), Flow (m<sup>3</sup>/s), consolidation, dam, compaction.

## I. INTRODUCCIÓN

Para la construcción de una presa de tierra se utiliza material seleccionado tanto para el núcleo como para las transiciones y espaldones.

El núcleo está constituido por material fino compuesto fundamentalmente de plasticidad media con porcentajes bajos de limo y arena. Debe satisfacer los requisitos de estanqueidad y estabilidad, condiciones que se alcanzan con un buen proceso de compactación.

Cuando la presa entra en operación el núcleo se satura por debajo de la línea superior de flujo incrementándose el peso del suelo debido a la saturación y por lo tanto generándose un proceso de consolidación, el cual reduce el tamaño de los poros.

Debido al incremento de cargas el proceso de consolidación es mayor en las capas inferiores haciendo que se tenga mayor densidad del suelo saturado en la base del núcleo y esta decrezca en las capas superiores haciendo que el núcleo deje de ser homogéneo y las características hidráulicas y físico – mecánicas varíen.

Dependiendo del grado de consolidación, el valor del coeficiente de permeabilidad se va a reducir en las capas inferiores en mayor proporción que las capas superiores, lo que implica que el flujo del agua en el área saturada no sea uniforme teniéndose menores caudales en la base y mayores caudales en la línea de corriente superior lo que involucra la generación mayores posibilidades de tubificación en los estratos superiores.

El proceso de consolidación varía en función a la densidad inicial que tiene el suelo, el grado de compactación que se le dé al núcleo del suelo es muy importante ya que dándole la máxima energía de compactación que pueda soportar la arcilla sin romperse se conseguiría mayor uniformidad en las densidades desde la base hasta la corona del núcleo.

La presente investigación consistió en comparar las dos energías de compactación las cuales son las del Proctor Estándar y la del Proctor Modificado. La energía del Proctor Estándar al ser de un valor bajo va generar mayor consolidación en la base del núcleo y por lo tanto mayor reducción en el valor de la permeabilidad e incremento de los caudales que en los estratos superiores haciendo que los gastos sean notoriamente altos en la parte media y superior en cambio aplicando mayor energía de compactación el proceso de consolidación es mínimo y por lo tanto los caudales son casi iguales en toda la zona saturada, condición que se considera satisfactoria.

Se analizó una cantera seleccionada para la construcción del núcleo de la presa de Santiago de Chuquimarán ubicado en Pampa Galeras, Lucanas, Ayacucho. Se efectuaron ensayos de composición granulométrica, límites de plasticidad, gravedad específica de sólidos, y de compactación con las energías de Proctor Estándar y Proctor Modificado.

## **1.1. OBJETIVOS**

### **1.1.1. Objetivo general**

Determinar la variación del comportamiento Hidráulico en el núcleo de una presa de tierra cuando esta se ha consolidado debido a las cargas que se generan por el peso del suelo saturado.

### **1.1.2. Objetivos específicos**

- Calcular la variación de la densidad luego de la consolidación.
- Hallar el nuevo coeficiente de permeabilidad debido al proceso de consolidación.

## **II. REVISIÓN DE LITERATURA**

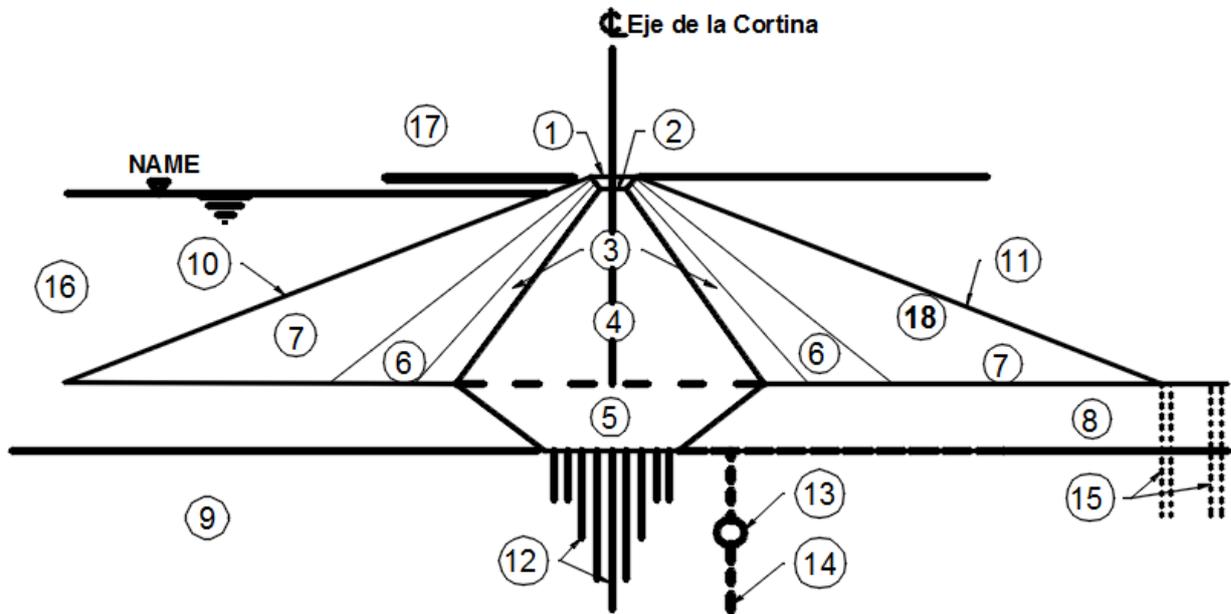
### **2.1. PRESAS DE TIERRA**

Una presa de tierra o cortina es una de las estructuras más antiguas construidas por el hombre; antes de la era cristiana los chinos ya tenían bordos de gran longitud y compactaban la tierra con varas de carrizo por verdaderos ejércitos humanos (Marsal y Reséndiz, 1975). La presa conocida más antigua realmente importante es la construida en Sadd-el-Kafara, Egipto, aproximadamente en 2600 a.C. Consistía en una zona central rellena con material suelto, rodeado por espaldones de roca y con paramentos protegidos por mampostería ordinaria. La altura total de la presa era de 14 m. Se abrió una brecha, tal vez como consecuencia de una inundación que la desbordó, luego de un periodo de servicio relativamente corto (Novak *et al.*, 2001).

El diseño de estas estructuras al inicio era de forma empíricas y de experiencias adquiridas; después de los años 30, con la aparición de la teoría moderna de la mecánica de suelos, es donde se tiene un mejor entendimiento sobre el comportamiento de las presas de tierra. Además, el uso de nuevas tecnologías hizo posible que se construyeran presas de mayor tamaño y de mejor resistencia, así como también la creación de estas con diferentes tipos de materiales (Novak *et al.*, 2001).

Las presas altas (mayores de 100 m y 200 m) son usualmente de tierra-enrocamientos con núcleos de arcillas centrales o poco inclinados debido a que tiene una gran estabilidad estática y sísmica y esto se debe por su unión firme con los bordes del cañón; además, de que el material que conforma el núcleo tiene poca sensibilidad a las deformaciones (Liapichev, 1984).

El fin de la construcción de estas estructuras, desde el inicio de su creación, es para poder almacenar agua de manera segura. De acuerdo a su propósito principal se puede considerar clasificarlas como: el riego, suministro de agua, generación hidroeléctrica, entre otros.



- |    |                    |     |                       |
|----|--------------------|-----|-----------------------|
| 1. | Corona             | 10. | Talud aguas arriba    |
| 2. | Revestimiento      | 11. | Talud aguas abajo     |
| 3. | Transición         | 12. | Pantalla de inyección |
| 4. | Núcleo impermeable | 13. | Galerías              |
| 5. | Trinchera          | 14. | Drenes                |
| 6. | Transición         | 15. | Pozos de alivio       |
| 7. | Espaldón           | 16. | Embalse               |
| 8. | Depósito Aluvial   | 17. | Bordo libre           |
| 9. | Roca Basal         | 18. | Altura de la corona   |

**Figura 1: Elementos de una Presa de tierra**

FUENTE: Marsal y Reséndiz (1975)

## 2.2. PRESAS EN EL PERÚ

La construcción de presas propiamente dicho en el país se inició tras la llegada de los españoles; como referencia histórica se tiene la construcción de la presa Tacala en 1588 en la provincia de Piura, construido aguas arriba de la ciudad de Catacaos. Esta infraestructura fue destruida y rehabilitada muchas veces hasta el año de 1721, cuando esta colapsa debido al Fenómeno de El Niño de aquel año (Alvarado Ancieta, 2007).

Las referencias históricas indican que entre 1910 y 1930 algunas importantes presas empiezan nuevamente a ser construidas en la cordillera andina de Lima y Junín como consecuencia del incremento de la presencia de actividades mineras y el requerimiento de abastecimiento de energía a la ciudad de Lima. Entre las presas construidas, la más grande fue la presa de Pomacocha; esta represa fue construida sobre el río Yauli, está constituida por tierra homogénea, tiene una altura de 22 m y su construcción culmina en 1914 (Alvarado Ancieta, 2007).



**Figura 2: Presa Pomacocha**

Nota. Tomado de Desarrollo histórico, tipología, inventario y técnica de las presas y embalses en el Perú, de Alvarado, C. (2007).

En los años 1960 y 1970 se inicia el declive en la construcción de presas de albañilería y presas de tierra, sin embargo, en entre los años 50 y 60, del siglo XX, se construyeron grandes estructuras hidráulicas, como la presa Poechos y Tinajones. Las presas de tierra en el Perú tienen una gran importancia debido al fácil acceso de materiales, por lo que en la década de los 80, se construyó la Presa Gallito Ciego (114 m de alto, en río de Jequetepeque). Actualmente este tipo de estructura (Presas de tierra zonificada) están siendo construidas para fines de irrigación y aprovechamiento hidroeléctrico.

En los últimos 100 años se han construido en el Perú más de 128 presas para la reserva de agua y regular este recurso naturalmente mal distribuido en el tiempo y en el espacio. Las primeras presas fueron construidas con fines de reservar agua para afianzar los grandes proyectos de irrigación en la costa peruana y proyectos hidroeléctricos, abastecimiento de agua potable. Más tarde, las presas fueron proyectadas para cubrir demandas para uso industrial y mineros principalmente en la cuenca alta (Velásquez, 2014).

Actualmente existe una clasificación de presas las cuales se tipifican en la Tabla 1.

**Tabla 1: Presas de Acuerdo a su tipología**

N°	Tipología	N° Presas
1	Presas de gravedad de concreto o mampostería. Se incluye las presas arco-gravedad y las de concreto armado	294
2	Presas de materiales sueltos (homogéneas, zonificadas, con núcleos de material impermeable)	249
3	Presas de enrocado y/o materiales sueltos con pantalla de concreto de acero	29
4	Presas de contrafuertes	5
5	Presas mixtas (Gravedad y dique de material suelto)	3
6	Presas de arco – gravedad	4
7	Presas de bóveda	1
8	Otros	45
9	Presas de relaves	113

FUENTE: Inventario de Presas en el Perú - ANA (2016)

### **2.3. FALLAS POR TUBIFICACIÓN EN LAS PRESAS DE TIERRA**

Como en todo diseño y construcción de una estructura, y más aun tratándose de una de gran envergadura, se debe tomar consideraciones para evitar posibles fallas.

**Tabla 2: Resumen de las causas más importantes de fallas**

<b>Causas de la falla parcial o total</b>	<b>Porcentaje del total</b>
Desbordamiento	30
Flujo de agua	25
Deslizamientos	15
Fugas en conductos enterrados	13
Erosión de taludes	5
Otras causas	7
Causas desconocidas	5

FUENTE: Marsal y Reséndiz (1975)

La segunda causa de falla, tal como se menciona en la Tabla 2, se da por el proceso de tubificación, reblandecimiento o subpresión excesiva en alguna parte de la estructura o de su cimentación. Por ello es necesario tomar las precauciones necesarias para evitar este tipo de falla.

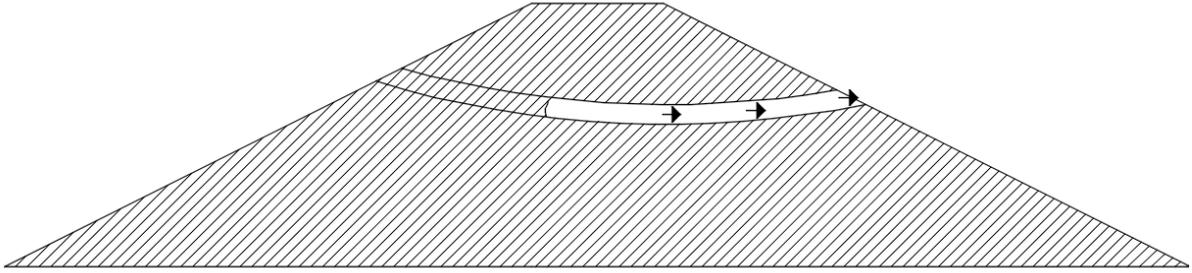
### **2.3.1. Falla de tubificación**

El proceso de tubificación es cuando el agua fluye a través del suelo, su carga hidráulica se disipa venciendo las fuerzas viscosas inducidas y que se oponen al flujo en los canalículos formados entre las partículas; recíprocamente, el agua que fluye genera fuerzas erosivas que tienden a empujar a las partículas, arrastrándolas en la dirección del flujo (Juárez y Rico, 2011).

La tubificación es el arrastre de las partículas en dirección del flujo, generando en el estrato del suelo pequeños canales, por el cual el agua fluye con mayor rapidez y lo que conlleva a un aumento en la dimensión del mismo.

La finalización de este fenómeno, en caso de la presa, es el colapso de este debido, a que la estabilidad de la sección falló por el gran diámetro de los conductos que se formaron en los estratos del suelo.

La susceptibilidad de un suelo compactado a la tubificación depende de la cohesión del mismo (índice de plasticidad), y por tanto es función del tipo de material (contenido de iones de sodio), de la energía de compactación y del contenido de agua de colocación.



**Figura 3: Proceso de erosión regresiva que conduce a la tubificación**

FUENTE: Marsal y Reséndiz (1975)

La propiedad más importante de un material en cuanto a su resistencia a la tubificación es el índice de plasticidad; siendo iguales las otras condiciones, las arcillas de plasticidad alta ( $I_p > 15$ ) ofrecen la máxima resistencia al arrastre de partículas por las fuerzas de filtración, en tanto que los materiales con  $I_p < 6$  constituye los precedentes menos satisfactorios (Marsal y Reséndiz, 1975):

Es posible establecer que un contenido de finos igual o mayor de 30 por ciento es determinante de las propiedades mecánicas del suelo, la fracción fina le confiere el papel de materia activa (fracción fina) o material inerte (fracción gruesa). Por ello, no un suelo cohesivo no necesariamente es un material compuesto por partículas arcillosas, sino que contenga material grueso en mayor proporción (Marsal, 1979).

### **2.3.2. Agrietamiento de la cortina**

El agrietamiento se produce por el asentamiento diferencial de la masa del suelo, sea por deformación del propio peso del cuerpo de la presa o del terreno de cimentación (Marsal y Reséndiz, 1975; Juárez y Rico, 2011).

Se tiene dos (02) tipos de agrietamientos:

#### **a. Las grietas transversales**

Son las más peligrosas, ocurren cuando los estratos compresibles de la cimentación o zonas impermeables del dique presentan cambios bruscos de compresibilidad o cuando la frontera de distintos materiales de diferentes compresibilidades (banco de préstamo de material).

### **b. Las grietas longitudinales**

Son menos peligrosas a las grietas transversales (excepto las que tienen núcleo inclinado). Estás generalmente aparecen cuando tienen espaldón de roca (colocación al volteo) o cuando hay deformaciones diferenciales en la cimentación.

Muchas de las presas que se compactaron con contenidos de agua bastante bajos (tanto como 5% menor al contenido óptimo) se agrietaron, generando la falla frágil y que, además, si se aumenta sustancialmente la energía de compactación en un suelo, a un cierto contenido de agua, se disminuye la flexibilidad del material compactado (Juárez y Rico, 2011).

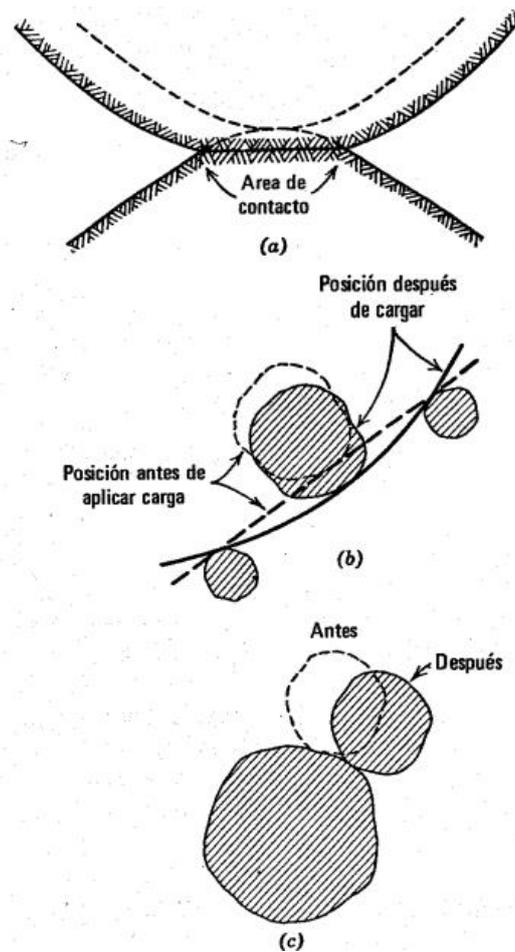
## **2.4. CONSOLIDACIÓN**

La consolidación es el proceso de expulsión gradual de un fluido intersticial del suelo debido al incremento del esfuerzo que se le aplica, provocando la disminución del volumen de la masa del suelo.

### **2.4.1. Estructura del Suelo y su capacidad de deformarse**

Los suelos son sistemas de partículas o sistemas discontinuos que tiene dos fases: la primera se denomina esqueleto mineral (partículas minerales del suelo) y la segunda fase fluida o fluido intersticial (espacios vacíos, poro o intersticios).

Esta característica permite que la masa del suelo sea lo suficientemente deformable debido a que las partículas que conforman el esqueleto mineral puedan moverse con relativa libertad, produciéndose deslizamientos entre ellas y reorganizándose. Como se puede observar en la Figura 4 el movimiento relativo entre partículas, donde a) muestra la deformación del suelo en el área de contacto, la línea discontinua muestra el contorno del suelo después a la carga que fue sometido, en la b) es el movimiento relativo por flexión de partículas laminares y la c) muestra el movimiento relativo por deslizamiento de una partícula sobre otra (Lambe & Whitman, 1976).



**Figura 4: Movimiento relativo entre partículas de suelo**

FUENTE: Lambe & Whitman (1976).

#### 2.4.2. Proceso de consolidación

Cuando el suelo está saturado y se le aplica un esfuerzo, este comienza a darse el proceso o fenómeno de consolidación. En la etapa inicial es el esqueleto mineral y el fluido intersticial los que soportan la carga; al incrementarse la carga este comienza a generar un cambio en la presión intersticial dentro del suelo generando que el agua se mueva a través del, produciendo su expulsión. Cuando el fluido es expulsado, el esqueleto mineral soporta la carga produciendo que las partículas que lo conforman se reacomoden (deslizamiento entre partículas) y los espacios vacíos que existen se van reduciendo, disminuyendo su volumen. La naturaleza del fluido intersticial tiene una influencia en la magnitud de la resistencia al deslizamiento entre dos partículas; ya que el agua que circular a través del suelo ejerce un efecto sobre el esqueleto mineral que modifica la magnitud de las fuerzas en los puntos de contacto entre partículas (variación en los esfuerzos transmitidos entre las partículas) e

influya sobre la resistencia del suelo a la compresión y al esfuerzo cortante (Lambe & Whitman, 1976).

Asimismo, la diferencia entre la presión intersticial del suelo y los esfuerzos aplicados sobre el mismo se denomina esfuerzos efectivos.

El tiempo necesario para el desarrollo del proceso de consolidación está relacionado con dos factores:

- a. El tiempo es directamente proporcional al volumen de agua que ha de escapar del suelo, este volumen de agua está relacionado con la variación de esfuerzos, la compresibilidad del esqueleto mineral y el volumen del suelo.
- b. El tiempo es inversamente proporcional a la velocidad con que el agua puede circular a través del suelo.

$$t \sim \frac{(\Delta\sigma)(m)(H)}{(k)\left(\frac{\Delta\sigma}{H}\right)} \quad \dots (1)$$

Donde:

$t$  = Tiempo necesario para que se produzca un cierto porcentaje del proceso de consolidación.

$\Delta\sigma$  = variación del esfuerzo aplicado

$m$  = compresibilidad del esqueleto mineral

$H$  = espesor de la masa del suelo (respecto a cada superficie drenante)

$k$  = permeabilidad del suelo.

De aquí que el tiempo necesario para que se produzca un determinado grado de consolidación es

$$t \sim \frac{mH^2}{k} \quad \dots (2)$$

### 2.4.3. Ecuación de la consolidación

De acuerdo a Lambe & Whitman (1976), afirma que el proceso de consolidación viene regido por:

A. Las ecuaciones de equilibrio de un elemento de suelo

$$\sigma_v = \gamma_z + \text{esfuerzo en la superficie} \quad \dots (3)$$

Donde:

$\sigma_v$  = esfuerzos verticales

$\gamma_z$  = esfuerzo geostático

B. Las relaciones esfuerzos – deformación del esqueleto mineral

$$\frac{\partial e}{\partial \sigma_v} = -a_v \quad \dots (4)$$

Donde:

$e$  = relación de vacíos

$\sigma_v$  = esfuerzos verticales

$a_v$  = coeficiente de compresibilidad

C. La ecuación de continuidad del fluido intersticial

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{(1+e)} \frac{\partial e}{\partial t} \quad \dots (5)$$

Donde:

$k$  = permeabilidad

$e$  = relación de vacíos

$h$  = Carga hidráulica

$z$  = coordenada en la dirección vertical

La Ecuación de consolidación queda finalmente así:

$$C_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \quad \dots (6)$$

Donde:

$\sigma_v$  = esfuerzos verticales

$z$  = coordenada en la dirección vertical

$u_e$  = sobrepresión intersticial

$C_v$  = Coeficiente de consolidación

## **2.5. COMPACTACIÓN**

La compactación es la densificación del Suelo (incremento de la densidad aparente) mediante la aplicación de una energía mecánica, reduciendo el volumen de los poros con aire, pero manteniendo constante el volumen de los poros con agua (Sanchez *et al.*, 1996).

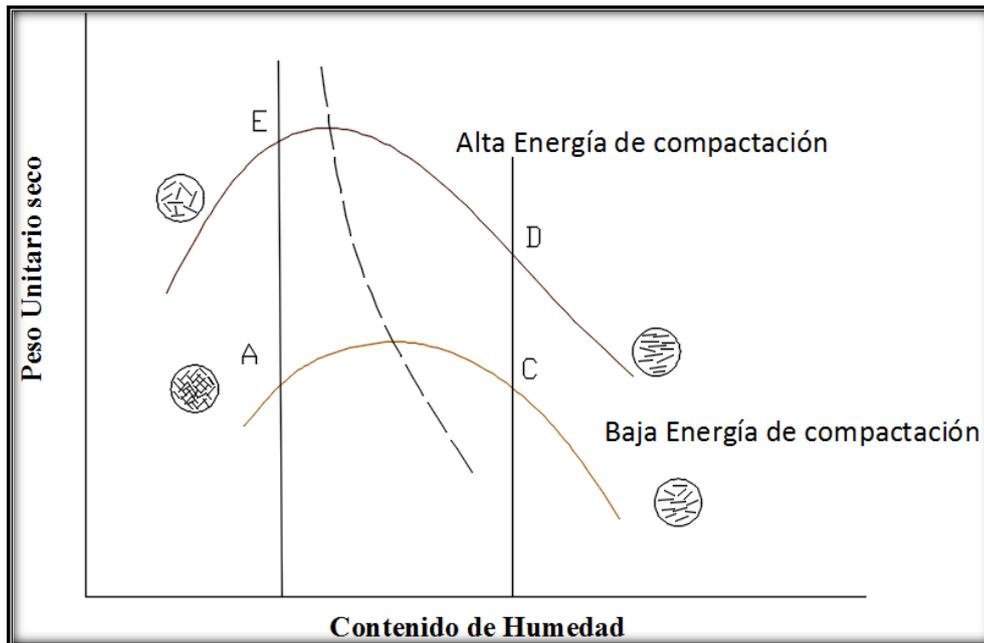
El propósito de la compactación es mejorar las propiedades mecánicas de la masa de los suelos, reduciendo los asentamientos por la disminución de la relación de vacíos, Aumentar la resistencia del Suelo y Reducir la contracción. Para el proceso de compactación se toma en cuenta cuatro variables: 1. Peso Unitario (Relación de vacíos), 2. Contenido de Agua, 3. Energía de compactación y 4. Tipo de Suelo (Gradación) (Bowles, 1982).

### **2.5.1. Proceso de compactación**

El proceso de compactación fue elaborado por R.P. Proctor cuando se construía presas para el distrito de aguas de los Ángeles hacia fines de la década de 1920 (Engineering New Record – Proctor., 1933).

En el proceso de compactación las partículas del suelo al entrar en contacto con el agua forman una capa alrededor de estos a la cual la denomina capa doble. La concentración iónica que tienen las partículas con el agua adsorbida es influenciada por el contenido de agua. Cuando menor es el contenido de agua, la fuerza de atracción entre las partículas supera a la fuerza de repulsión haciendo que éstas estén en contacto formando una estructura floculada, si fuera a la inversa, tendrán a separarse unas a otras dando una estructura dispersa (Lambe, 1958).

Cuando al suelo se le aplica la energía de compactación, está comprime el agua adsorbida y las partículas del suelo se orientan en una dirección perpendicular a la aplicación de la fuerza de compactación generando así una estructura dispersa. Como se puede observar en la figura 5, en el punto A representa el suelo compactado con contenido de humedad menor al contenido de humedad al óptimo, lo cual demuestra en el suelo una estructura floculada, pero cuando se le agrega una mayor energía de compactación con un mismo contenido de humedad, la estructura es menos floculada. Si al compactar el suelo con un contenido de humedad mayor al contenido óptimo, la estructura del suelo es dispersa tal como muestra en el punto C y al compactar con mayor energía la estructura es mucho más dispersa.



**Figura 5: Efecto de la Compactación sobre la estructura de suelos arcillosos**

FUENTE: Lambe & Whitman (1976).

El proceso de compactación modificará el comportamiento mecánico de los suelos; existen diversas variables, pero las importantes que se deben considerar son: La energía de compactación y el contenido de Humedad (Sánchez – Giron Renedo, 1996). El mecanismo de compactación fue nombrado como Proctor Estándar, pero no logró a representar en forma adecuada las compactaciones de mayor grado, por lo cual se tuvo que hacer una modificación tomando como nombre Proctor Modificado.

### 2.5.2. La energía de compactación

Es la energía mecánica aplicada a la masa de suelo.

$$E_e = \frac{NnWh}{v} \quad \dots\dots (7)$$

Donde:

$E_e$  = Energía específica o energía de compactación.

N = Número de golpes por capa.

n = Número de capas de suelo.

W = Peso del pisón.

h = Altura de caída libre del pisón.

V=volumen del suelo compactado.

**a. Energía de compactación Proctor estándar**

En la prueba Proctor, el suelo es compactado en un molde que tiene un volumen de 943.3 cm<sup>3</sup>, diámetro del molde es de 101.6 mm, el pistón pesa 24.4 N y tiene una altura de caída de 304.8 mm, el número de capas es 3 y el número de golpes por capa es de 25.

$$E_e = \frac{(25)(3)(24.4N)(0.3048m)}{(943.3 \times 10^{-6} m^3)} \dots\dots (8)$$

$$E_e = 591.3 \text{ kN} - m/m^3 \dots\dots (9)$$

**b. Energía de compactación Proctor modificado**

Con el desarrollo de rodillos pesados y su uso en la compactación de campo, la Prueba de Proctor Estándar fue modificada para representar mejor las condiciones de campo. A esta prueba se denomina Prueba Proctor Modificado (Braja, 2014).

El suelo es compactado en un molde que tiene un volumen de 943.3 cm<sup>3</sup>, diámetro del molde es de 101.6 mm, el pistón pesa 44.5 N y tiene una altura de caída de 457.2 mm, el número de capas es 5 y el número de golpes por capa es de 25 indica que:

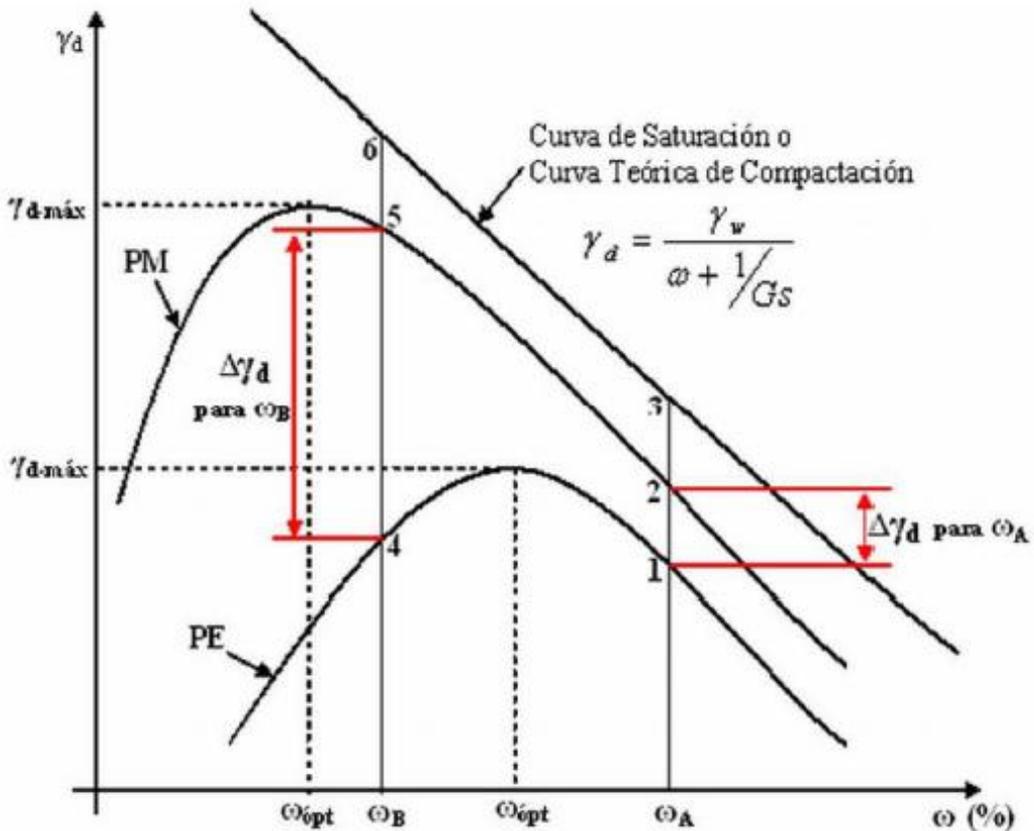
$$E_e = \frac{(25)(5)(44.5N)(0.4572m)}{(943.3 \times 10^{-6} m^3)} \dots\dots (10)$$

$$E_e = 2696 \text{ kN} - m/m^3 \dots\dots (11)$$

Como se observa en la Figura 6 las curvas de comparación de Proctor Modificado y Proctor Estándar, para el contenido de humedad  $\omega_A$  se tiene una densidad máxima seca aplicando una energía de compactación Estándar en el punto 1. El análisis del incremento de la energía de compactación un suelo es compactado con la energía de compactación Estándar y al compactar el suelo con la energía del Proctor Estándar y con la energía del Proctor modificado, se obtendrán dos densidades máximas con su contenido óptimo de humedad.

Lambe & Whitman (1976) indica que con “el aumento de la humedad de amasado da a lugar a la reducción de la permeabilidad por el lado seco del óptimo y a un ligero

aumento de permeabilidad por el lado húmedo”. Además, si se compacta el suelo por el lado seco del óptimo este tiende a ser más rígido y resistentes que las compactadas por el lado húmedo.

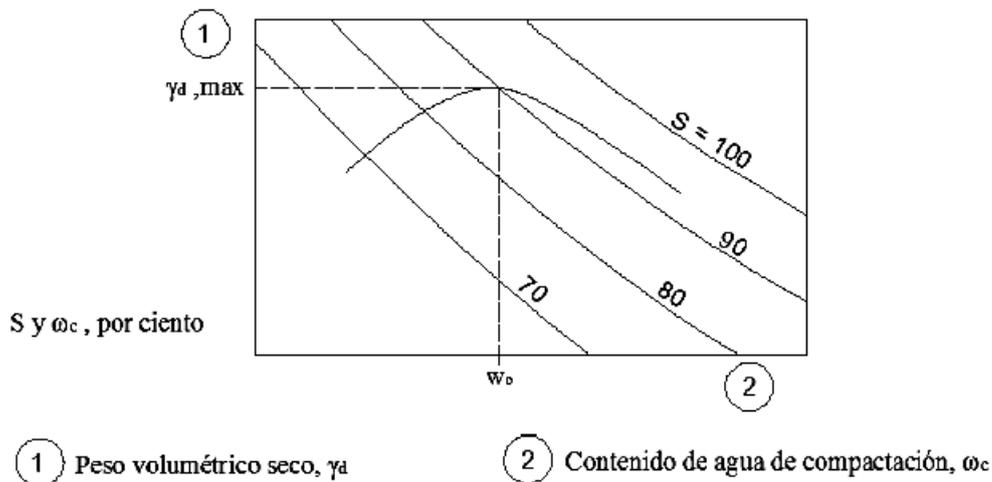


**Figura 6: Curvas de comparación de Proctor estándar y Proctor modificado**

FUENTE: Armas y González (2008).

### 2.5.3. Contenido de humedad

Al momento de agregar el agua al suelo durante la compactación, ésta actúa como un agente ablandador de las partículas del suelo, que hace que se deslicen entre sí y se muevan a una posición de empaque más denso. El contenido de agua óptimo en el suelo es importante en la compactación porque permite alcanzar el valor máximo de la densidad aparente del suelo. (Braja, 2014). Tal como se observa en la Figura 7, se llega a un punto máximo la densidad del suelo con un contenido de agua.



**Figura 7: Curva de Densidad Aparente vs Contenido de Humedad**

FUENTE: Marsal (1979).

## 2.6. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUELO COMPACTADO.

Las propiedades mecánicas que se modificarán con el proceso de compactación son: La Permeabilidad (Reducción de la relación de vacíos), Compresibilidad y expansividad, Resistencia al Corte y relaciones esfuerzo deformación y la Resistencia a la erosión (Marsal y Reséndiz, 1975).

### 2.6.1. Permeabilidad

La permeabilidad del suelo depende del fluido y del suelo (la relación de vacíos, la estructura y el grado de saturación).

Con respecto al fluido, al cambiar la temperatura del fluido, su viscosidad varía por ende la permeabilidad cambia. Al hablar del suelo, la modificación en su estructura, la reducción de vacíos y el grado de saturación que tenga el suelo altera su permeabilidad, por ejemplo, cuando se reduce la *relación de vacíos* del suelo se disminuye la permeabilidad, debido a que se reducen los poros llenos de aire y se mantiene los poros con agua.

$$k = k_0(e - e_0)^2 \quad \dots (12)$$

$k_0$  y  $e_0$  = son constantes experimentales de cada suelo.

### 2.6.2. Compresibilidad y expansividad

La compresibilidad del suelo es la reducción del volumen debido a la presión aplicada en la masa de este, la disminución de los espacios vacíos se da porque las partículas del suelo se reorientan.

Cuando el suelo suelto y saturado es sometido a una presión o tensión normal este disminuye su volumen, el suelo es compresible y cuanto más compactado se encuentre el suelo menos compresible es, ya que al aumentar su densidad aparente también aumenta la tensión o presión efectiva entre sus partículas (Sánchez – Giron Renedo, 1996).

La Figura 8 se muestra la relación entre el índice de poros y la presión efectiva. Esta compresibilidad se expresa mediante el coeficiente de compresibilidad.

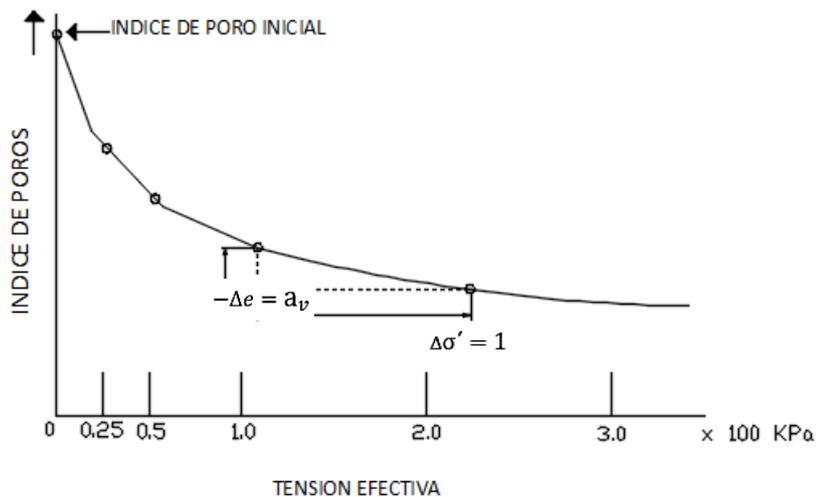
$$a_v = - \frac{de}{d\sigma'} \quad \dots\dots (13)$$

Donde:

$a_v$  = Coeficiente de compresibilidad.

$d_e$  = Derivada del índice de Poro.

$d\sigma'$  = Derivada de presión efectiva.



**Figura 8: Relación entre el índice de poros de una muestra de suelo y la presión efectiva que soporta**

FUENTE: Sánchez – Giron Renedo (1979).

$$a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad \dots (14)$$

La **expansibilidad** o hinchamiento se da cuando con el suelo compactado entra en contacto con el agua, lo que genera que las distancias que existían entre las partículas ahora sean mayores.

El grado de expansividad dependerá del tipo de suelo arcilloso que se tenga, es decir si posee un índice alto de plasticidad tendrá un potencial de hinchamiento alto (Seed *et al.*, 1962).

Cualquier suelo saturado aumenta de volumen al aumentar de volumen al disminuir la presión efectiva sobre él. Especialmente en suelos con partículas que contienen minerales arcillosos de estructura laminar expansiva (Jiménez y De Justo, 1975).

La expansividad de suelos arcillosos, es un fenómeno de presión osmótica. Este fenómeno se basa en la teoría de la capa doble difusa, la cual indica que la concentración de cationes disminuye a medida que nos alejamos de la superficie de una partícula arcillosa (Bolt, 1956).

### 2.6.3. Resistencia al corte y relaciones esfuerzo deformación

La resistencia al corte se ve afectado por la densidad del suelo, el contenido de humedad, la cohesión, tipo de suelo, entre otros (Bowles, 1982).

La resistencia al corte depende del esfuerzo normal efectivo en el plano del desplazamiento y el valor medio de la distancia mínima entre partículas. Al compactarse el suelo la distancia entre partículas es mínima. Para el caso de las presas, los suelos tienen en general un alto grado de saturación (mayor o igual 80%).

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_w \quad \dots (15)$$

Donde:

$\bar{\sigma}$  = Esfuerzo normal efectivo.

$\sigma$  = Esfuerzo normal Total

$u_w$  = Presión del agua de los poros.

#### 2.6.4. Resistencia a la erosión

Al compactar el suelo del lado húmedo, como se mencionó anteriormente, la estructura se modifica generando un alto grado de orientación de las partículas arcillosas y con ello una baja permeabilidad del suelo. En esta condición es menos susceptible que las partículas finas en suspensión sean arrastradas por el flujo de agua, evitando así los problemas de tubificación (Marsal y Reséndiz, 1975).

En el caso de los suelos finos (partículas menores a 2 micras) para poder conocer su susceptibilidad a la erosión interna se puede relacionar con:

$$A = \frac{I_p}{C} \quad \dots (16)$$

Donde:

$I_p$  = Índice de plasticidad

$C$  = porcentaje (por peso) partículas inferiores a dos micras.

#### 2.7. FLUJO DEL AGUA

El suelo constituye una red de compleja e intrincada de tubos irregulares que están en mayor o menor medida conectados entre sí; y es a través de ellos que el agua fluye.

Mientras estos tubos sean más estrechas e irregulares mayor será la resistencia ofrecida por el suelo al flujo del agua y está depende de la estructura del suelo, tal como se mencionó en el punto anterior.

La velocidad del agua que fluye en un punto cualquiera de su trayectoria depende del tamaño del poro y de su posición en el mismo, especialmente de su distancia a la superficie de la partícula de suelo más próxima (Lambe & Whitman, 1976).

##### 2.7.1. Ley de Darcy

El flujo del agua en un medio poroso se cumple la ley de Bernoulli modificada (Marsal y Reséndiz, 1975).

$$\frac{p_1}{\gamma_w} + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma_w} + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta h \quad \dots (17)$$

Donde:

$P_1, P_2$ : Presiones en dos secciones, 1 y 2 a lo largo de cierta trayectoria de flujo.

$Y_1, Y_2$ : Elevaciones medias de las secciones 1 y 2 respecto a un plano horizontal arbitrario.

$v_1, v_2$ : Velocidades media de flujo en las secciones 1 y 2.

$\gamma_w$ : Peso volumétrico del agua.

$\Delta h$ : Pérdida de carga hidráulica entre las secciones 1 y 2 debido a la viscosidad.

Realizando integración diferencial y despreciando la  $\frac{v_1^2}{2g}$ , se obtiene la ley de Darcy: relación empírica entre la velocidad de descarga y el gradiente hidráulico (Juárez y Rico, 2008; Marsal y Reséndiz, 1975).

$$v = -K \times \frac{\partial h}{\partial s} = ki \quad \dots (18)$$

Donde:

K: coeficiente de descarga o coeficiente de permeabilidad

$i = \partial h / \partial s$  : gradiente hidráulico.

### **2.7.2. Permeabilidad**

La permeabilidad es la propiedad mecánica que tiene el fluido para a travesar cualquier medio poroso. Para la construcción de núcleos de Presas de tierra se requiere que el material compactado sea lo más impermeable logrando así que el flujo de agua que atraviesa sea la mínima posible (Bowles, 1982).

### **2.7.3. Coeficiente de permeabilidad**

El coeficiente de permeabilidad es una constante física, el cual se define como la velocidad del agua que atraviesa el suelo, cuando está sujeto a un gradiente hidráulico unitario (Juárez y Rico, 2011).

**Tabla 3: Clasificación de Suelos según sus coeficientes de permeabilidad**

Grado de permeabilidad	Valor de k (cm/seg)
Elevada	Superior a $10^{-1}$
Media	$10^{-1} - 10^{-3}$
Baja	$10^{-3} - 10^{-5}$
Muy baja	$10^{-5} - 10^{-7}$
Prácticamente impermeable	$<10^{-7}$

FUENTE: Terzaghi y Peck (1973).

El valor del coeficiente de permeabilidad del suelo depende de las características del fluido y del suelo (Lambe & Whitman, 1976).

$$k = D_S^2 \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} C \quad \dots (19)$$

Ecuación de Taylor (1948)

Donde:

$k$  = Coeficiente de permeabilidad de Darcy.

$D_S$  = Diámetro efectivo de las partículas.

$\gamma$  = Peso específico del fluido.

$\mu$  = Viscosidad del fluido.

$e$  = Relación de vacíos.

$C$  = Factor de Forma.

#### 2.7.4. Fluidos

En el caso del fluido, este varía por la viscosidad y el peso específico; con respecto al suelo, este es influenciado por el tamaño de las partículas, relación de vacíos (mientras el valor de vacíos es menor la permeabilidad también es menor), composición, estructura y grado saturación (cuando mayor sea el grado la saturación mayor será la permeabilidad) (Marsal y Reséndiz, 1975; Lambe & Whitman, 1976).

$$K = \frac{k\mu}{\gamma} \quad \dots (20)$$

Donde:

$k$  = Coeficiente de permeabilidad de Darcy.

$k$  = Permeabilidad absoluta.

$\mu$  = Viscosidad.

$\gamma$  = Peso específico.

**Tabla 4: Viscosidad del agua en función de la temperatura**

Temperatura en °C	Viscosidad cinemática ( $10^{-2}$ cm <sup>2</sup> /seg)
5	1.52
10	1.31
20	1.01
30	0.80
40	0.65
50	0.56

FUENTE: Marsal y Reséndiz (1975).

Cuando el valor de la viscosidad del agua es mayor, el coeficiente de permeabilidad se incrementará, a su vez la viscosidad depende de la temperatura (Bowles, 1982; Marsal y Reséndiz, 1975).

### 2.7.5. Suelos

El tamaño de partículas influye en la permeabilidad, debido a que cuanto menor es el tamaño, la relación de vacíos será menor (Lambe & Whitman, 1976).

En un estudio sobre arenas, Hazen propuso:

$$k = 100D_{10}^2 \quad \dots (21)$$

Donde:

$D_{10}$ = Diámetro efectivo de partícula (cm)

$K$ = coeficiente de permeabilidad (cm/seg).

En una arena pobremente graduada tuviera un coeficiente de permeabilidad mayor a comparación de un material mal graduado.

$$k_2 = k_1 \left( \frac{e_2}{e_1} \right)^2 \quad \dots (22)$$

Donde:

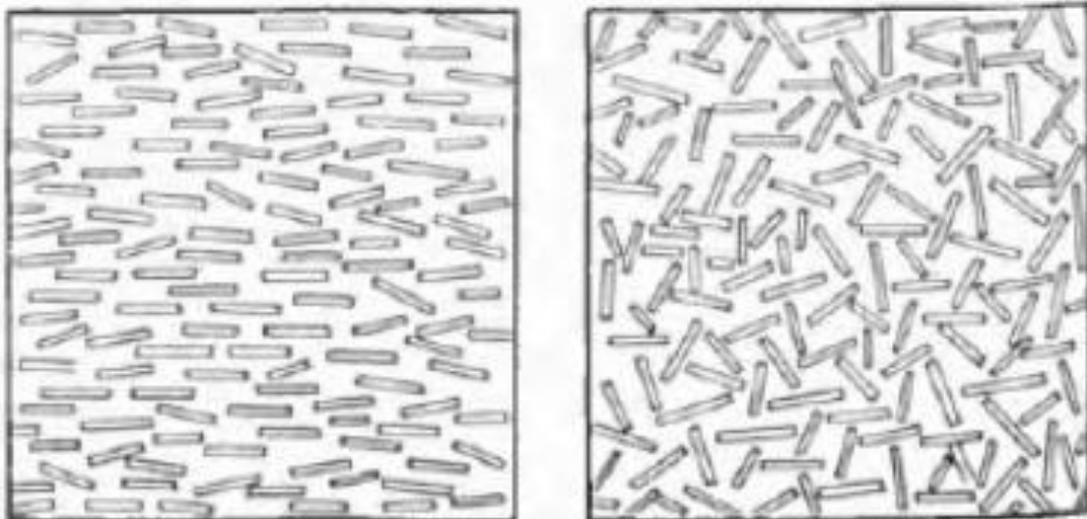
$k$  = Permeabilidad 1 y 2.

$e$  = Relación de vacíos.

### 2.7.6. Estructura de suelos

La estructura del suelo hace referencia a la orientación y distribución de las partículas en una masa de suelo, tiene mayor influencia en los suelos finos, en un estado más floculado tendrá mayor permeabilidad que en un suelo disperso, tal como se muestra en la Figura 9.

Un suelo con una estructura floculada tiene canales más grandes lo que permite el paso del agua con mayor facilidad que un suelo que tiene una estructura dispersa (Lambe & Whitman, 1976).



(1) Suelo con mayor orientación entre sus partículas – Estructura Dispersa.

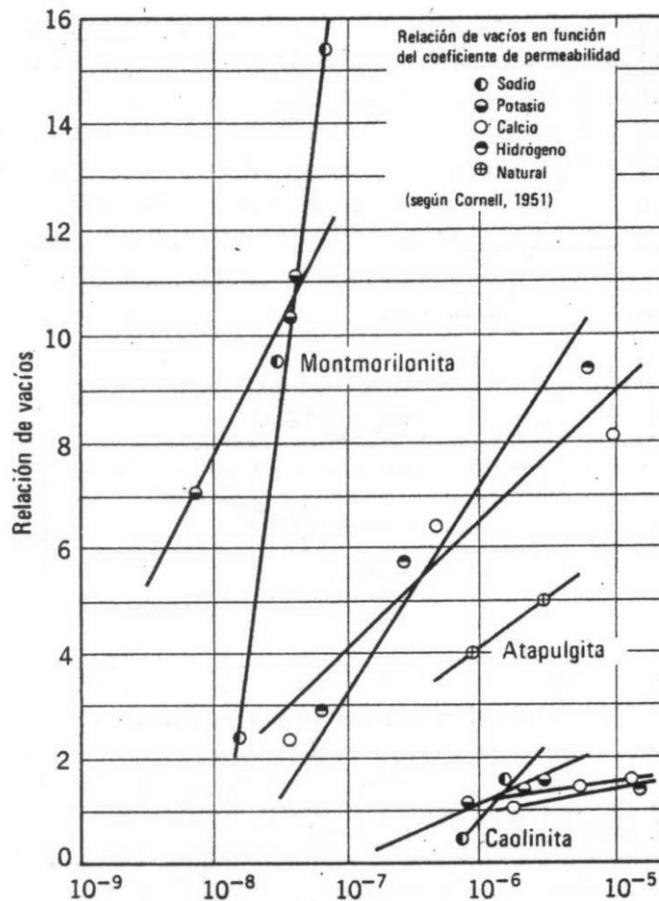
(2) Suelo con menor orientación entre sus partículas – Estructura Floculado.

**Figura 9: Orientación de las partículas de la estructura de un suelo arcilloso**

FUENTE: Marsal y Reséndiz (1975)

### 2.7.7. Composición de suelos

En el caso de la composición, se da mayor importancia en los suelos finos que los suelos gruesos, debido a los enlaces químicos que se dan entre las partículas (concentración iónica) que la componen y la orientación de ellas; esta característica es muy importante en los suelos finos, así como lo menciona Lambe & Whitman (1976) y se puede ver en el ejemplo de los tipos de suelos finos que se muestra en la figura 10: Relación entre vacíos y la permeabilidad de los suelos finos.

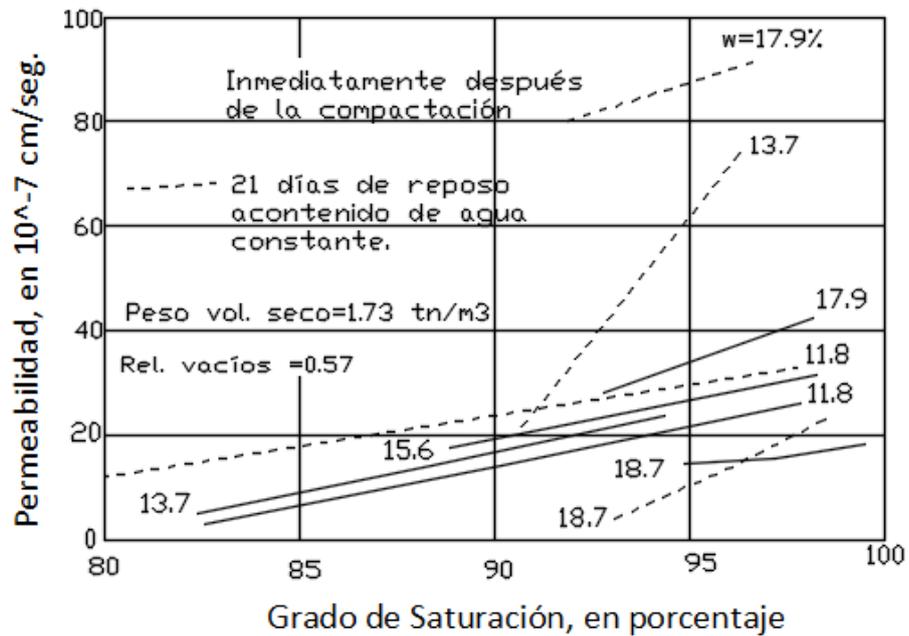


**Figura 10: Relación entre la relación de vacíos y la permeabilidad**

FUENTE: Lambe & Whitman (1976)

### 2.7.8. Saturación en suelos

El grado de saturación es importante debido a que a mayor grado de saturación mayor será la permeabilidad del suelo. Según indica Lambe & Whitman, (1976); en pruebas realizadas en suelos, esto se debe a que existe una reducción de canales disponibles al flujo de agua. Así como se explicó en el punto anterior.



**Figura 11: Efecto del grado de Saturación en la permeabilidad de una arcilla limosa compactada por amasado**

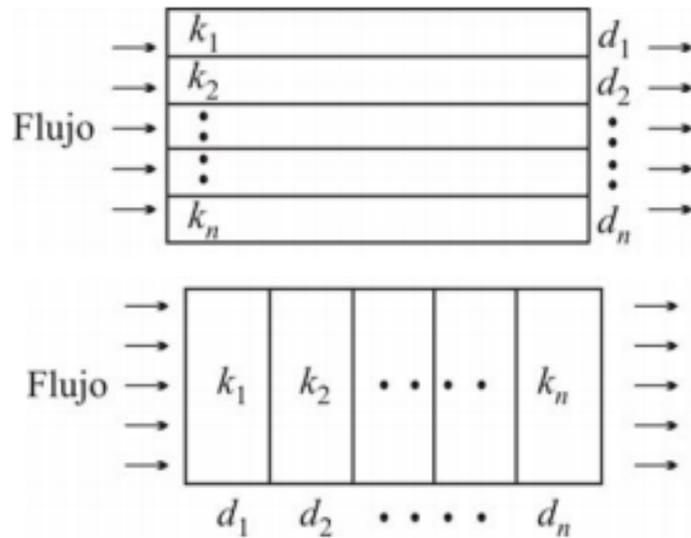
FUENTE: Marsal y Reséndiz (1975)

El estudio de la permeabilidad es importante ya que nos permite:

- Evaluar la cantidad de agua que atraviesa por el cuerpo de la presa o por el cimiento.
- Evaluar la sub-presión o fuerzas de filtración bajo estructuras hidráulicas para un análisis de estabilidad.
- La provisión de un control de las velocidades de filtración de tal manera que las partículas de grano fin no sean erosionadas.
- Medir la rapidez del asentamiento.

### 2.7.9. Coeficiente de permeabilidad en suelos estratificados

El coeficiente de permeabilidad en suelos estratificados es un valor equivalente calculado de en las ecuaciones (19) y (20).



**Figura 12: Representación del flujo en suelos estratificados**

FUENTE: López (2010).

$$K_I = \frac{\sum_{i=1}^n k_i d_i}{\sum_{i=1}^n d_i} \quad \dots (23)$$

$$K_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i}{k_i}\right)} \quad \dots (24)$$

Siendo:

$k_I$ : Coeficiente de permeabilidad máx.

$k_{II}$ : Coeficiente de permeabilidad min.

$d_i$ : Espesor del estrato i.

$k_i$ : Coeficiente de permeabilidad del estrato i.

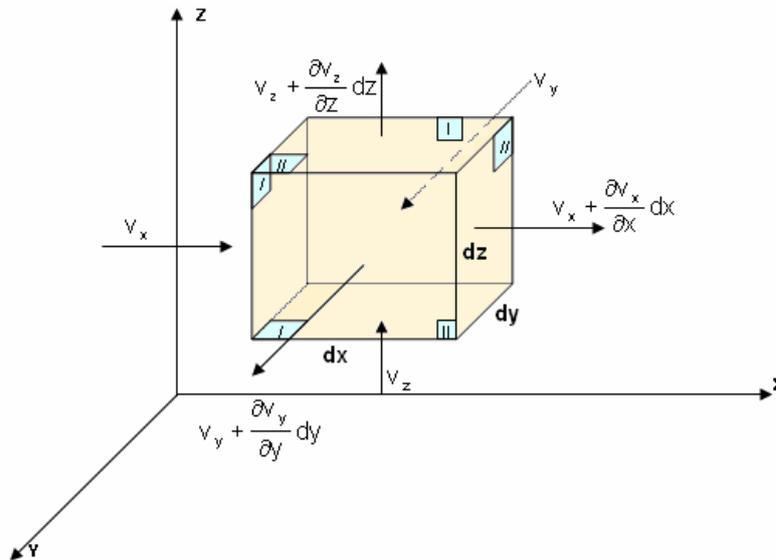
n: Número de estratos analizados.

El coeficiente de permeabilidad en el sentido de la estratificación es mayor en comparación con la que tiene en el sentido perpendicular a ésta, tal como se aprecia en la Figura 12.

### 2.7.10. Ecuación de Laplace

Si se supone que el suelo se deforma volumétricamente y que este se encuentra totalmente saturado, el caudal que ingresa es igual al caudal que sale (Marsal y Reséndiz, 1975).

Si consideramos al suelo como un paralelepípedo de dimensiones  $d_x$ ,  $d_y$  y  $d_z$  y V es la velocidad con la que el flujo del agua atraviesa el suelo. Para ello esta velocidad se descompone en tres direcciones:  $V_x$ ,  $V_y$  y  $V_z$



**Figura 13: Elemento de una región sujeta a flujo tridimensional**

FUENTE: Juárez y Rico (1999).

$$v_x dydz + v_y dx dz + v_z dx dy = \left( v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dydz + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx dz + \left( v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy \quad (25)$$

El gasto que ingresa
Flujo que sale

Reduciendo los términos semejantes y Tomando en cuenta:

- El régimen es establecido.
- El suelo está saturado.
- El agua y las partículas sólidas son incompresibles en sí mismas.
- El flujo no modifica la estructura del suelo en ninguna forma.

Se obtiene:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad \dots (26)$$

Y tomando la ley de Darcy y teniendo en cuenta la dirección de flujo en las tres direcciones:

$$v_x = -K \times \frac{\partial h}{\partial x} \quad \dots (27) \quad , \quad v_y = -K \times \frac{\partial h}{\partial y} \quad \dots (28) \quad \text{y} \quad v_z = -K \times \frac{\partial h}{\partial z} \quad \dots (29)$$

Se obtiene lo siguiente:

$$\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} = 0 \quad \dots (30)$$

Simplificándose, usando un flujo bidimensional:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \nabla^2 h = 0 \quad \dots (31)$$

Esta ecuación representa a un par de familias de curvas que se interceptan entre sí en ángulos rectos (Flores, 2000).

## 2.8. REDES DE FLUJO

Es la combinación de dos familias ortogonales de curvas derivadas por medio de la ecuación de Laplace, las cuales son las líneas de flujo (líneas de corriente) y las líneas equipotenciales. Una línea de flujo o línea de corriente es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua viaja del lado de aguas arriba al lado aguas abajo en medio del suelo permeable, y una línea equipotencial es una línea a lo largo de la cual la carga potencial es igual en todos sus puntos (Braja, 2014).

El flujo de agua que atraviesa la cortina y el terreno de cimentación de una presa de tierra, permite obtener la siguiente información (Juárez y Rico, 1999):

- El gasto de infiltración a través de la zona de flujo.
- La influencia del flujo de agua sobre la estabilidad general de la masa de suelo a través de la que ocurre. El tránsito del agua puede alterar el peso específico sumergido del suelo.
- Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de material sólido, erosiones, tubificaciones, etc.

### 2.8.1. Construcciones de redes de flujo

Para la delimitación de la red de flujo se requiere delimitar la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones de frontera y el trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfagan las condiciones de frontera y que constituyen la solución única de la ecuación de Laplace.

La función de las líneas de flujo está definida como:

$$\psi (x, y) = \text{cte.}$$

$$v_x = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad v_y = -\frac{\partial \psi}{\partial x} \quad \dots (32)$$

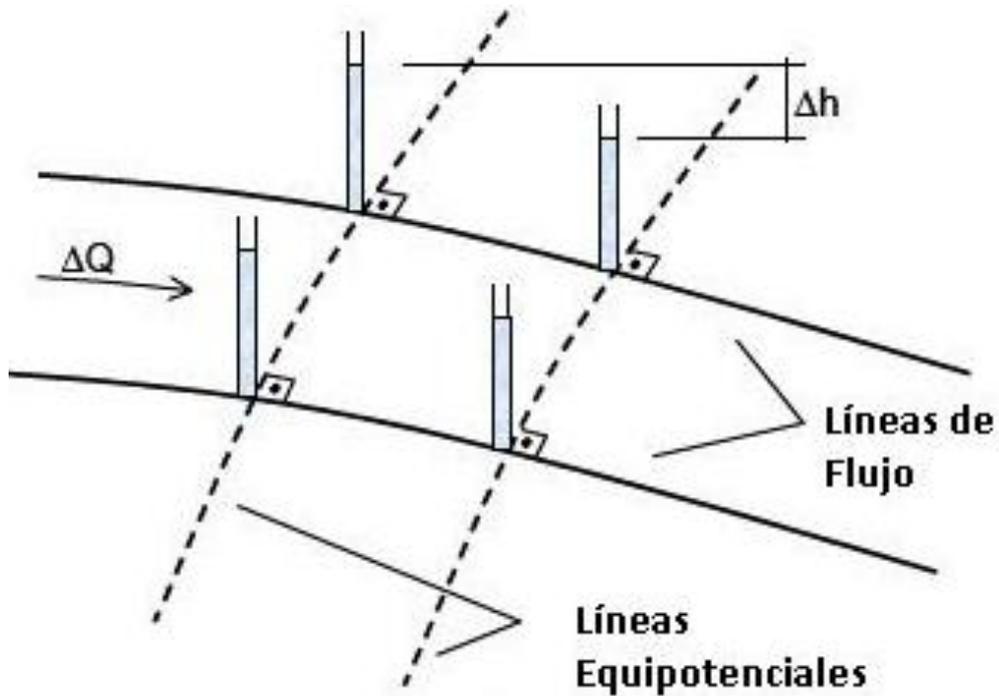
Satisfaciendo la ecuación de Laplace (de la Ecuación 22)

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad \dots (33)$$

La función de las líneas de equipotenciales:

$$\phi = -kh + c \quad \dots (34)$$

Dónde:  $\phi = \text{cte}$ , y es una familia de curvas perpendiculares a la familia de curvas  $\psi$ .



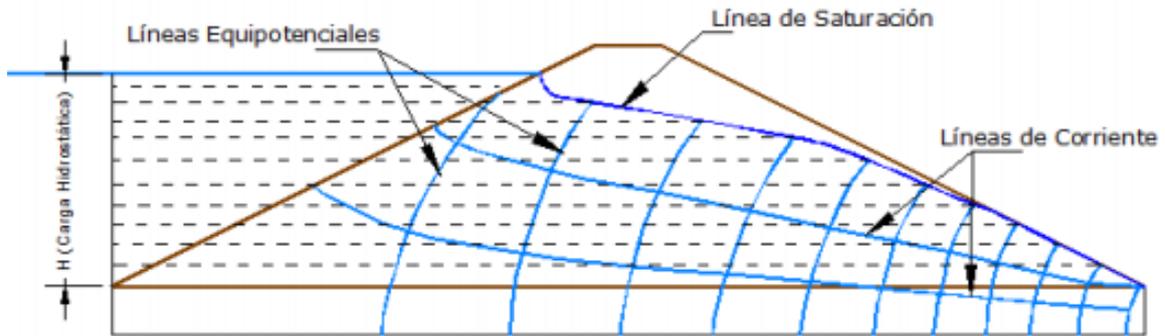
**Figura 14: Líneas de flujo (Líneas de corriente) y Líneas equipotenciales**

FUENTE: Bowles (1982).

### 2.8.2. Redes de flujo para presas de tierra

El trazo de la red flujo de agua a través de una presa tiene una particularidad debido a que no se conoce a priori una de las fronteras, y es la línea de corriente superior.

Existen varios métodos para el trazo de la línea de saturación o línea de corriente superior, las características a considerar son: la ubicación del filtro, la permeabilidad que posee la cimentación y el núcleo de la presa de tierra y la estratificación del suelo con permeabilidad y horizontal diferentes.



**Figura 15: Representación de la red de Flujo en Presas de tierra**

### **III. METODOLOGÍA**

Cuando el núcleo de una presa de tierra está saturado, este se consolida debido al peso de su propia masa produciéndose el fenómeno de consolidación, pasando de un núcleo homogéneo a un núcleo heterogéneo, lo que produciría una variación en el caudal que atraviesa por ella. Para poder corroborar la variación del flujo de agua en el núcleo se procedió a realizar los ensayos de consolidación simulando el núcleo saturado y consolidado.

#### **3.1. MATERIALES Y EQUIPOS**

##### **3.1.1. Muestra**

Se utilizó una muestra global proveniente de una cantera seleccionada para la Presa Santiago de Chuquimarán ubicada en la comunidad Huallhua, distrito de Leoncio Prado Provincia de Lucanas, Región Ayacucho.

##### **3.1.2. Equipos de laboratorio**

- Equipo para el Análisis granulométrico – Método Mecánico (Incluye norma).
- Equipo para el Análisis granulométrico – Método del Hidrómetro
- Equipo para Límites de consistencia
- Equipo para Gravedad Específico de Sólidos
- Equipo de Proctor Estándar y Proctor Modificado
- Equipo de Compresión Triaxial
- Equipo de Consolidación Unidimensional
- Permeámetro de carga variable.

### **3.1.3. Material de gabinete**

- Laptop
- Software: GeoStudio 2007 (SEEP/W), Autocad Civil 3D 2017
- Libreta

## **3.2. PROCEDIMIENTOS**

### **3.2.1. Extracción de muestra**

En la cantera se efectuaron 05 sondajes a cielo abierto (calicatas) de las cuales se tomaron muestras representativas para ser analizadas posteriormente en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Departamento de Ordenamiento Territorial de la Universidad Nacional Agraria La Molina. También se hizo la identificación visual del suelo correspondiente al área de la cantera y se apreció que su geología local está constituida por depósitos morrénicos antiguos que contienen arena arcillosa con ocasionales bloques subangulosos compactos de permeabilidad media a alta.

### **3.2.2. Ensayos caracterización e identificación de suelos**

Se inició realizando un cuarteo manual de las 05 muestras extraídas de los sondajes, según la norma NTP 339.089 Método B, con el fin de obtener una muestra global representativa y proceder con los ensayos de caracterización e identificación del suelo.

Se tomó una muestra representativa de la muestra global, para realizar los ensayos de Análisis Granulométrico por el Método Mecánico siguiendo la norma ASTM D 6913 y NTP 339.128.:1999 lo cual nos proporcionó la distribución granulométrica de las partículas del suelo.

Mediante la realización del Análisis Granulométrico – Método Hidrómetro (según la norma ASTM D 7928-16 y NTP 339.128:1999), se determinó el porcentaje de limo y arcilla que contiene la muestra, es importante mencionar que, si el suelo tiene un porcentaje mayor o igual a treinta por ciento de finos, puede ser considerado un suelo cohesivo y esto es determinante de las propiedades mecánicas del suelo.

Continuando con la caracterización del suelo se determinó el contenido de humedad que tiene la muestra de suelo por ello se hizo el ensayo de Contenido de Humedad siguiendo la norma ASTM D2216 y NTP 339.127.

Para la obtención de la plasticidad del suelo se realizó el ensayo de Límites de consistencia usando la fracción del suelo fino siguiendo la norma ASTM D4318-93 y NTP 339-129-1999 Finalmente se realizó el ensayo de Gravedad específica de Sólidos (ASTM D854 y NTP 339.131), con este ensayo se determinó el peso específico de las partículas del suelo.

Con los resultados obtenidos en los ensayos mencionados se clasifico según SUCS según la Norma ASTM D 2487, la cual determina la clasificación que tiene la muestra global para la representación del núcleo de la represa.

### **3.2.3. Ensayos especiales**

Conociendo el tipo de suelo de la cantera, se procedió a realizar los ensayos que se mencionan a continuación y poder así obtener las propiedades físico - mecánica del suelo:

#### **a. Ensayos de compactación Proctor estándar y Proctor modificado**

De acuerdo a la distribución de partículas que tiene la muestra de suelo se realizó el ensayo de compactación mediante el método B para la energía de compactación del Proctor Estándar y Proctor modificado.

El Proctor Estándar se realizó según la norma ASTM D 1557 y NTP 339.141, se distribuyó la muestra en 03 capas y se aplicó una energía de compactación de  $591.3 \text{ kN} - \text{m}/\text{m}^3$  a cada una de las capas.

El Proctor Modificado se realizó siguiendo la norma ASTM D 1557 y NTP 339.141, se compacta el suelo en 05 capas y aplicando la energía de compactación de  $2696 \text{ kN} - \text{m}/\text{m}^3$  mediante el apisonamiento del suelo por medio de un martillo en cada una de las capas.

La realización de estas pruebas determina la relación de la máxima densidad seca del suelo y el contenido óptimo de humedad, mediante la curva de Compactación.

En los siguientes ensayos se instalaron las muestras al 95% del Proctor, es decir el 95% del valor de la densidad seca máxima y la humedad óptima que le corresponde

a ese valor, pero del lado húmedo de la curva de compactación, consideramos ese valor de la curva porque evitaremos que el suelo aumente su rigidez y suceda una falla frágil en el núcleo.

#### **b. Ensayo Permeabilidad de Pared Flexible**

Siguiendo la norma ASTM D 5084 y NTP 339.156-2001 se instalaron las muestras de suelo en las condiciones siguientes:

- La primera muestra al 95% del Proctor Modificado, es decir el valor de la densidad máxima seca al 95% y el contenido de humedad respectiva, pero de lado de la curva húmeda.
- La segunda muestra al 95% del Proctor Estándar, usando el mismo criterio que la anterior.

Se saturó la muestra y se aplicó una carga mínima de 0.152 kg/cm<sup>2</sup> para que exista el flujo correspondiente en la muestra, esto nos permite calcular el Coeficiente de Permeabilidad (K) con la siguiente fórmula:

$$K = 2.303 \times \frac{a}{A} \times \frac{L}{T} \times \log \frac{h_1}{h_2} \times Rt \quad \dots (35)$$

Donde:

a = área del tubo de carga

A = área de la cara de la probeta

L = Altura de la probeta

h<sub>1</sub> = Lectura inicial

h<sub>2</sub> = Lectura final

R<sub>t</sub> = 1

T = Tiempo

#### **c. Ensayo de Compresión Triaxial Consolidado No Drenado – CU**

Para determinar los parámetros de resistencia para esfuerzos totales ( $\bar{\sigma}$  y  $\bar{C}$ ) y para esfuerzos efectivos ( $\bar{\sigma}'$  y  $\bar{C}'$ ). Se instaló la muestra al 95% solo para el Proctor Modificado. Con esto se obtuvo los valores de Cohesión aparente y ángulo de fricción interna. Siguiendo la norma ASTM D 4767.

#### d. Ensayo de Consolidación unidimensional (ASTM D 2435)

Se instaló las muestras al 95% del Proctor Estándar y al 95% del Proctor modificado, se aplicaron cargas de 0, 0.1, 0.25, 0.50, 1.00, 2.00 y 4.00 kgf/cm<sup>2</sup> obteniendo el volumen final del suelo luego de la consolidación. Con el volumen final se calculó la nueva densidad del suelo consolidado y con este último valor se calculó el coeficiente de permeabilidad mediante la fórmula:

$$K \left( \frac{cm}{seg} \right) = \frac{\gamma_w H_i^2 e_i}{2(1 + e_i) t_i \bar{\sigma}_i} \quad \dots (36)$$

#### 3.2.4. Simulación de la Red de Flujo en el núcleo de la presa de tierra

La red de flujo se analizó luego de obtener el coeficiente de permeabilidad (k) en dos condiciones (sin consolidar y consolidado) para cada energía de compactación aplicada al material para núcleo (Energía de compactación del Proctor Estándar y energía de compactación del Proctor Modificado). Utilizando el concepto de esfuerzo geostático se relacionó la carga de consolidación y la densidad consolidada para determinar la altura de la presa que representaría dicha consolidación, para lo cual se utilizó la siguiente formula:

$$\sigma = \gamma * h \quad \dots (37)$$

Donde:

$\sigma$ : Esfuerzo geostático (Kg/cm<sup>2</sup>)

$\gamma$ : Densidad del suelo consolidado (gr/cm<sup>3</sup>)

h: altura (m)

Los esfuerzos geostáticos que se consideraron fueron las cargas de consolidación (1, 2 y 4 kgf/cm<sup>2</sup>), las densidades consolidadas fueron tomadas del Proctor Modificado, con esto se determinaron tres diferentes alturas del núcleo de la presa según cada carga.

- Para determinar h<sub>1</sub>:

$$\sigma_1 = \gamma_{consol.} * h_1 \quad \dots\dots\dots (38)$$

$$\sigma_1 = 1 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 = 2.021 * h_1 / 1000 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{h_1 = 494.8 \text{ cm} \approx 5 \text{ m.}}$$

- Para determinar  $h_2$ :

$$\sigma_2 = \gamma_{consol.} * h_2 \quad \dots\dots (39)$$

$$\sigma_2 = 2 \text{ kg/cm}^2$$

$$2 = 2.063 * h_2 / 1000 \quad \longrightarrow \quad h_2 = 969.5 \text{ cm} \approx \mathbf{10 \text{ m.}}$$

- Para determinar  $h_3$ :

$$\sigma_3 = \gamma_{consol.} * h_3 \quad \dots\dots (40)$$

$$\sigma_3 = 4 \text{ kg/cm}^2$$

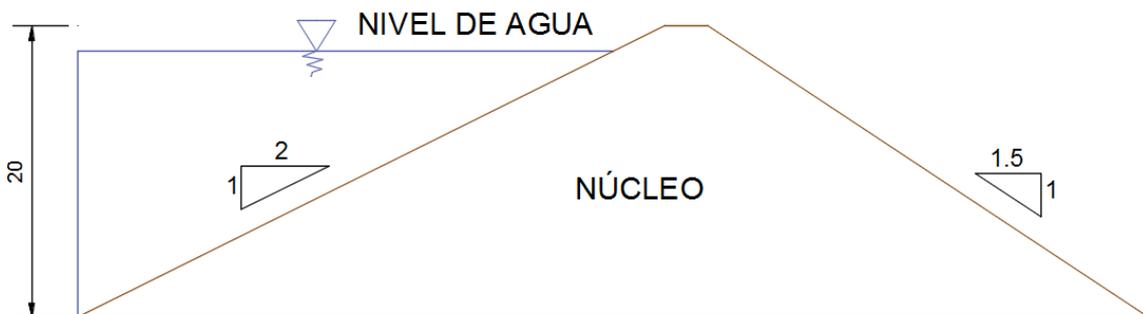
$$4 = 2.103 * h_3 / 1000 \quad \longrightarrow \quad h_3 = 1902 \text{ cm} \approx \mathbf{20 \text{ m.}}$$

El diseño de la represa fue elaborado mediante el programa de Autocad Civil 3D, usando las alturas obtenidas anteriormente y para el talud se tomó como referencia los taludes mínimos para terraplenes:

**Tabla 5: Taludes mínimos para terraplenes sobre cimentación apropiada**

Altura de la Presa	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
4.5 m	2:1	1.5:1
12 a 30 m	2.5:1	2:1
30 a 45 m	3:1	2.5:1

FUENTE: Villaseñor (1978).



**Figura 16: Dimensionamiento del modelo de la Presa de tierra**

Con el programa GeoStudio 2007 y la extensión de SEEP/W se analizó la red de flujo en el núcleo de la presa de tierra.

Las tablas 6 y 7 se muestran los coeficientes de permeabilidad en la condición sin consolidar y consolidada usados para el análisis de la red de flujo:

**Tabla 6: Coeficientes de permeabilidad en condición sin consolidar para las dos energías de compactación**

<b>Energía de compactación</b>	<b>Condición</b>	<b>Coefficiente de permeabilidad (cm/s)</b>
<b>Proctor Estándar</b>	Sin consolidar	$5.36 \times 10^{-6}$
<b>Proctor Modificado</b>	Sin consolidar	$3.42 \times 10^{-6}$

**Tabla 7: Coeficientes de permeabilidad en condición consolidada**

<b>Energía de compactación</b>	<b>Condición</b>	<b>Cargas (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>4</b>
<b>Coefficiente de permeabilidad (cm/s)</b>				
<b>Proctor Estándar</b>	consolidado	$6.36 \times 10^{-7}$	$2.96 \times 10^{-7}$	$1.44 \times 10^{-7}$
<b>Proctor Modificado</b>	consolidado	$5.39 \times 10^{-7}$	$2.44 \times 10^{-7}$	$1.1 \times 10^{-7}$

## IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

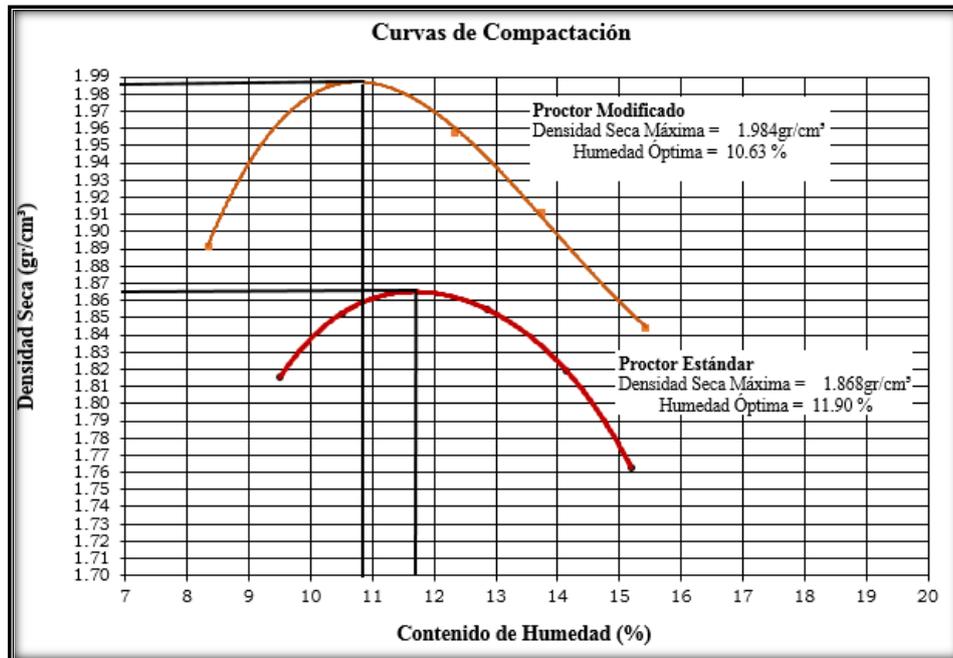
### 4.1. CARACTERIZACIÓN DE LA MUESTRA

La composición granulométrica de la muestra global (M1) obtenida del suelo de la cantera designada para el núcleo de la presa tiene un 17% de grava, 51% de arena, 20.77 % de limo y 11.23 % de arcilla, su Límite Líquido es de 36.84% y su índice de plasticidad de 15.41% y una gravedad específica de 2.75. La clasificación SUCS del suelo corresponde a un suelo SC con grava, en la Tabla 8 se muestra el resumen de la caracterización de las propiedades físicas de la muestra de suelo.

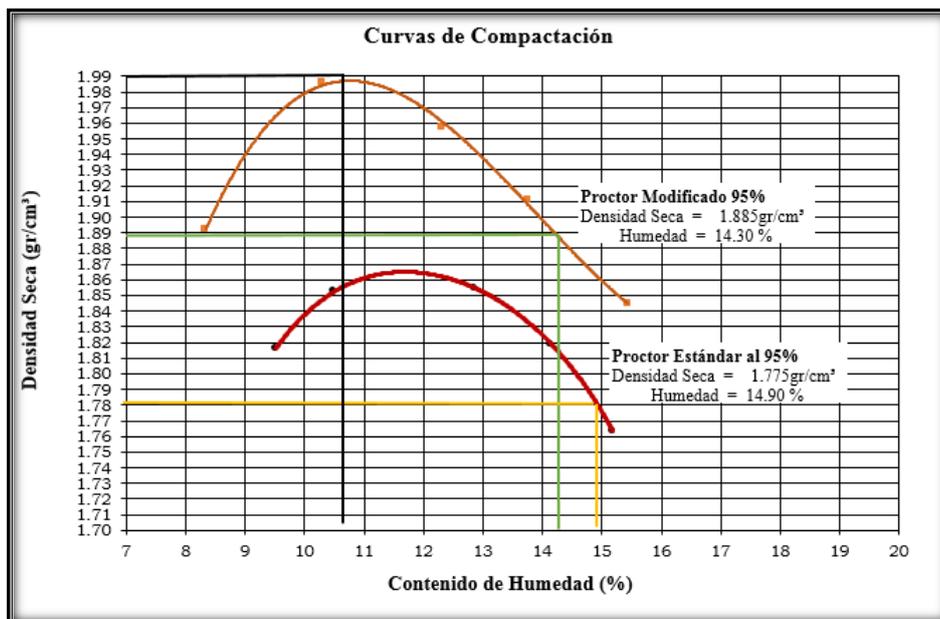
**Tabla 8: Caracterización de la muestra**

<b>Propiedad Física de la M1</b>	
<b>Composición Granulométrica</b>	
- Gravas (%)	17
- Arenas (%)	51
- Finos (%)	32
• Limos	20.77
• Arcillas	11.23
<b>Plasticidad</b>	
- Límite Líquido (%)	36.84
- Límite Plástico (%)	21.43
- Índice de Plasticidad (%)	15.41
<b>Gravedad Específica de Sólidos</b>	2.75
<b>Clasificación SUCS</b>	SC con grava

Se aplicaron dos diferentes energías de compactación al suelo. Se le aplicó la energía de compactación Proctor Estándar del lado húmeda resultando con una densidad de 1.868 gr/cm<sup>3</sup> y la energía de compactación del Proctor Modificado, obteniéndose una densidad de 1.984 gr/cm<sup>3</sup> tal como se muestra en las figuras 17 y 18.



**Figura 17: Curva de Compactación – Valor de Densidad Seca Máxima**



**Figura 18: Curvas de Compactación – Valor de Densidad al 95% al lado húmedo**

**Tabla 9: Comparación de los resultados de la energía de Compactación del Proctor Modificado y Proctor Estándar**

	<b>Proctor Modificado</b>	<b>Proctor Estándar</b>
Densidad Seca Máxima 100% (gr/cm <sup>3</sup> )	1.984	1.868
Contenido de humedad al 100% (%)	10.63	11.90
Densidad Seca Máxima al 95% (gr/cm <sup>3</sup> )	<b>1.885</b>	<b>1.775</b>
Contenido de humedad al 95% (%)	<b>14.30</b>	<b>14.90</b>

#### 4.2. PERMEABILIDAD DEL SUELO

Para este ensayo se remoldeó el suelo con dos densidades de compactación, la densidad al 95% del Proctor estándar y al 95% del Proctor modificado. Los valores obtenidos en los ensayos de permeabilidad se muestran en la Tabla 10.

**Tabla 10: Conductividad Hidráulica de los suelos compactados**

	<b>Proctor Modificado</b>	<b>Proctor Estándar</b>
Densidad Máxima Seca (gr/cm <sup>3</sup> )	1.885	1.775
Contenido de Humedad (%)	14.30	14.90
Coeficiente de permeabilidad (cm/seg)	<b>3.42 x 10<sup>-6</sup></b>	<b>5.36 x 10<sup>-6</sup></b>

La velocidad del flujo de agua (permeabilidad) es mayor en el suelo remoldeado del Proctor estándar que en el suelo remoldeado al 95 % del Proctor Modificado.

El coeficiente de permeabilidad que se obtuvo con este ensayo se asemeja a la condición de finalización de la construcción del núcleo de la presa de tierra, cuando ésta se satura, pero antes de que inicie el proceso de consolidación.

La variación entre los coeficientes de permeabilidad está en el orden de 10<sup>-6</sup> lo que hace que el núcleo sea considerado impermeable.

### 4.3. ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU)

Se obtuvieron los parámetros resistentes del suelo, así como también la densidad luego de la consolidación y efectuar el ensayo de compresión triaxial.

En la Tabla 11 se muestra los parámetros resultantes del ensayo triaxial consolidado no drenado – Triaxial CU.

**Tabla 11: Resultado del ensayo compresión triaxial consolidado no drenado**

Esfuerzo Normal		Esfuerzo Efectivo	
Cohesión Aparente (C) kg/cm <sup>2</sup>	Ángulo de Fricción (Ø)	Cohesión Aparente ( $\bar{C}$ ) kg/cm <sup>2</sup>	Ángulo de Fricción ( $\bar{\phi}$ )
0.41	30.10°	0.21	32.99°

El resultado del coeficiente de fricción es propio de un suelo arenoso y el resultado en el parámetro de cohesión indica la presencia de suelo cohesivo representativo. Estos parámetros me permitirán analizar la resistencia del suelo.

### 4.4. CONSOLIDACIÓN

Para la muestra que se instaló con el método del Proctor estándar y con las cargas aplicadas mediante la fórmula de la ecuación 37, se obtuvieron los siguientes coeficientes de permeabilidad y densidad.

**Tabla 12: Coeficiente de permeabilidad y densidad del Proctor Estándar**

Esfuerzo (kgf/cm <sup>2</sup> )	Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )	k (cm/s)
0	<b>1.775</b>	
0.1	1.846	7.13E-06
0.25	1.863	2.75E-06
0.5	1.884	1.31E-06
<b>1</b>	<b>1.898</b>	<b>6.36E-07</b>
<b>2</b>	<b>1.928</b>	<b>2.98E-07</b>
<b>4</b>	<b>1.941</b>	<b>1.44E-07</b>

En la Tabla 12 se muestra los resultados obtenidos con la fórmula de la ecuación 30 del Proctor Estándar para los valores de la densidad del suelo y coeficiente de permeabilidad para los esfuerzos 1 kgf/cm<sup>2</sup> ,2 kgf/cm<sup>2</sup> y 4 kgf/cm<sup>2</sup>.

Para la muestra que se instaló con el método del Proctor modificado se obtuvo lo siguiente:

**Tabla 13: Coeficiente de permeabilidad y densidad Proctor modificado**

<b>Esfuerzo (kg/cm2)</b>	<b>Densidad (gr/cm3)</b>	<b>k (cm/s)</b>
0	1.885	
0.1	1.916	6.86653E-06
0.25	1.950	2.54395E-06
0.5	1.983	1.17762E-06
<b>1</b>	<b>2.021</b>	<b>5.3904E-07</b>
<b>2</b>	<b>2.063</b>	<b>2.43575E-07</b>
<b>4</b>	<b>2.103</b>	<b>1.10367E-07</b>

En la Tabla 13 se muestra los resultados obtenidos del Proctor modificado con la fórmula de la ecuación 37 para los valores de la densidad del suelo y coeficiente de permeabilidad para los esfuerzos 1 kgf/cm<sup>2</sup> ,2 kgf/cm<sup>2</sup> y 4 kgf/cm<sup>2</sup>.

A la muestra que se utilizó la energía de compactación de Proctor modificado los coeficientes de permeabilidad son menores en comparación a la que se le aplico la energía de compactación de proctor estándar; cuando se aplicó la carga de 1,2 y 4 kgf/cm<sup>2</sup>, es donde el coeficiente de permeabilidad pasa del orden de 10<sup>-6</sup> a 10<sup>-7</sup> cm/s en ambos casos tal como se muestra en la Tabla 14.

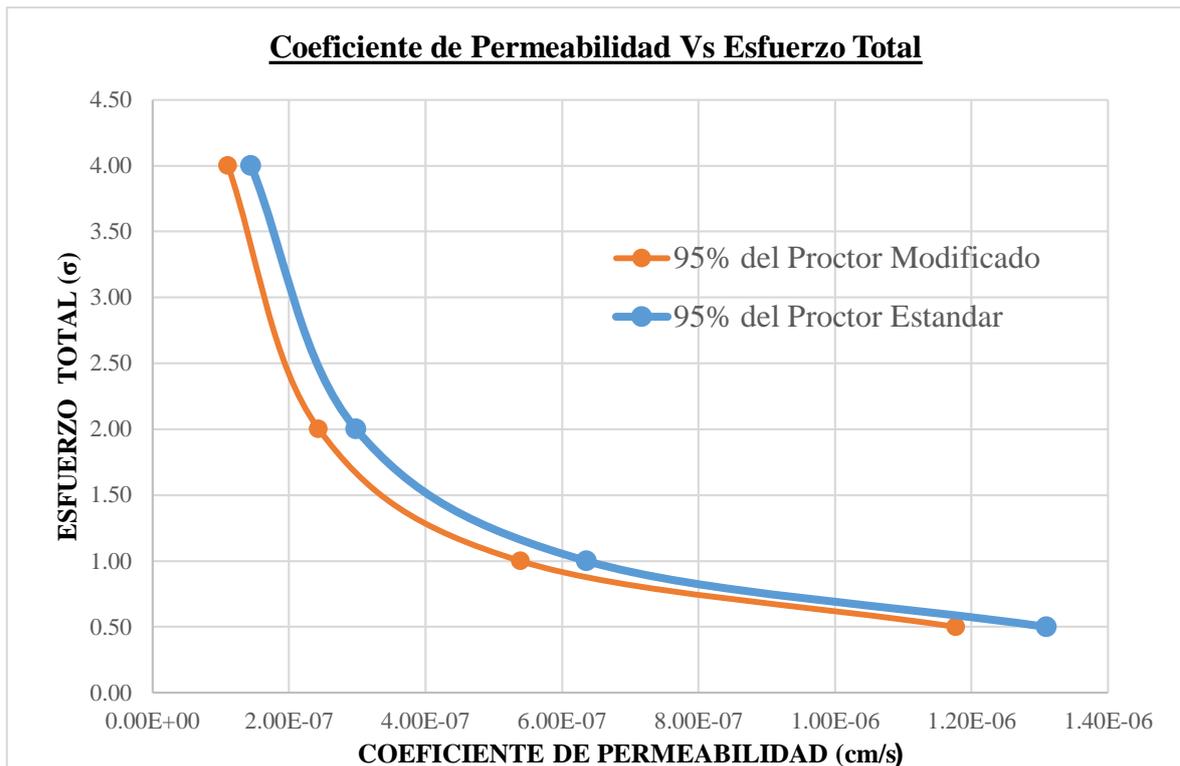
**Tabla 14: Comparación de los coeficientes de permeabilidad de los suelos compactados con la energía del Proctor Modificado y Proctor Estándar**

Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Coeficiente de Permeabilidad k (cm/s)	
	Proctor Estándar	Proctor Modificado
0.1	7.13E-06	6.86653E-06
0.25	2.75E-06	2.54395E-06
0.5	1.31E-06	1.17762E-06
<b>1</b>	<b>6.36E-07</b>	<b>5.3904E-07</b>
<b>2</b>	<b>2.98E-07</b>	<b>2.43575E-07</b>
<b>4</b>	<b>1.44E-07</b>	<b>1.10367E-07</b>

Se muestra en la Tabla 14, los valores obtenidos de la ecuación 37, para el coeficiente de permeabilidad para las muestras instaladas con la energía de compactación del Proctor Estándar y Proctor Modificado.

Así mismo en la Figura 19 se visualiza la tendencia del coeficiente de permeabilidad de la muestra instalada con la energía de compactación de Proctor estándar y Proctor modificado. Para elaborar este gráfico se tomó los resultados de coeficiente de permeabilidad obtenidos de las cuatro últimas cargas que se aplicó en la consolidación.

Cuando se aplica la carga de 2 kgf/cm<sup>2</sup> la variación del coeficiente de permeabilidad entre ambas no es mucha la diferencia y además ambas poseen una similar tendencia. Pero la muestra más impermeable es la que se instaló con la energía de compactación de Proctor modificado.



**Figura 19: Tendencia de los coeficientes de permeabilidad de las muestras instaladas del Proctor Estándar y Proctor Modificado**

Se observa en el gráfico la tendencia del coeficiente de permeabilidad de acuerdo a los resultados de la Tabla 14.

Se observa como al someter al suelo a un mayor esfuerzo de confinamiento, los coeficientes de permeabilidad tienden a ser similares, parte de la curva que tiende a ser vertical.

#### **4.5. ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN EN EL NÚCLEO DE PRESA**

El análisis de la red de flujo se analizó en las dos condiciones antes mencionadas (sin consolidar y consolidado), obteniendo el caudal a través del núcleo.

##### **4.5.1. Red de flujo antes del proceso de consolidación**

En la Tabla 15 se muestra los caudales obtenidos antes del proceso de consolidación para cada energía de compactación, para las cargas  $1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $2 \text{ kg/cm}^2$  y  $4 \text{ kg/cm}^2$  que representan las alturas del núcleo  $h_1 = 5 \text{ m}$ ,  $h_2 = 10 \text{ m}$ . y  $h_3 = 20 \text{ m}$ . respectivamente.

**Tabla 15: Caudales a través del núcleo antes del proceso de consolidación**

ENERGIA DE COMPACTACION	Carga		
	1 kg/cm <sup>2</sup>	2 kg/cm <sup>2</sup>	4 kg/cm <sup>2</sup>
	Caudal a través del núcleo Q (m <sup>3</sup> /s)		
<b>Proctor Estandar al 95%</b>	4.134 x 10 <sup>-8</sup>	1.1935 x 10 <sup>-7</sup>	2.9217 x 10 <sup>-7</sup>
<b>Proctor Modificado al 95%</b>	2.638 x 10 <sup>-8</sup>	7.6151 x 10 <sup>-8</sup>	1.18642 x 10 <sup>-7</sup>

En la tabla anterior se indican los caudales que atraviesan el núcleo de una presa, con diferentes cargas antes del proceso de consolidación (de acuerdo a lo obtenido de la simulación mediante el programa GeoStudio 2007 (SEEP/W). Para esta primera condición “sin consolidar” las tres cargas representan tres alturas diferentes en el núcleo de la presa de tierra, la cual se trabajó con dos energías de compactación:

1. Energía de compactación Proctor Estándar
2. Energía de compactación del Proctor Modificado antes del proceso de consolidación.

Para las tres cargas utilizadas antes del proceso de consolidación, la energía de compactación del Proctor Modificado garantiza un menor caudal a través del núcleo, como se detalla en las siguientes figuras.

a. Para una altura de núcleo de 5 m.,  $\sigma_1 = 1 \text{ kg/cm}^2$

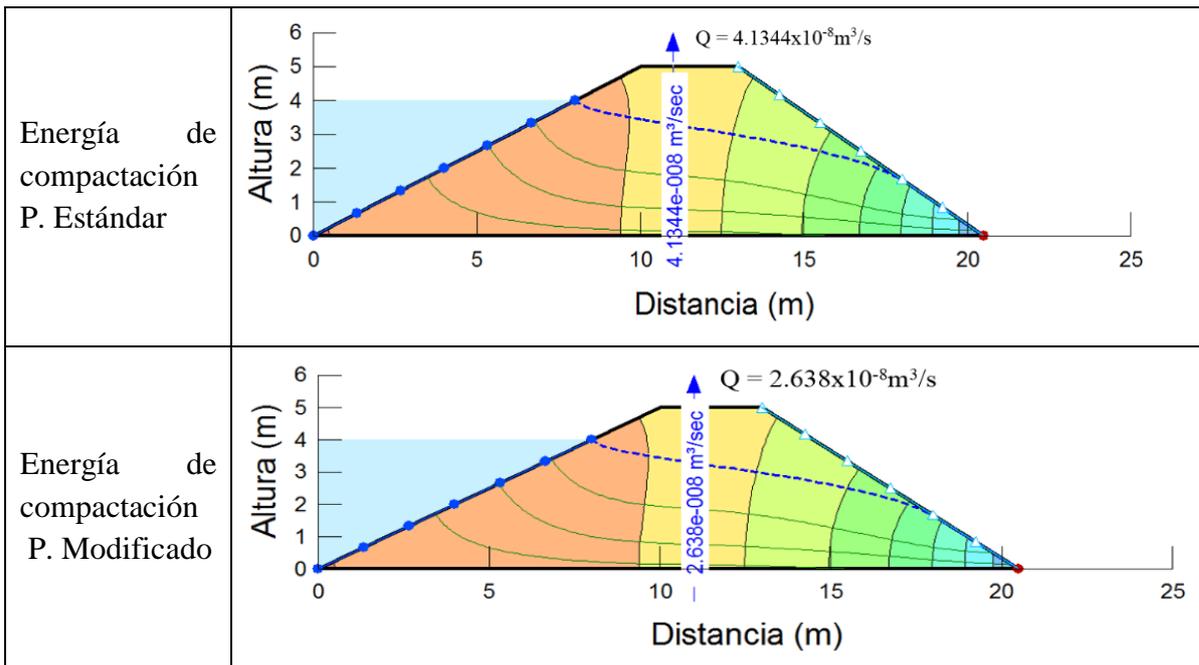


Figura 20: Simulación de la red de flujo antes del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 5 m

b. Para una altura de núcleo de 10 m.,  $\sigma_2 = 2 \text{ kg/cm}^2$

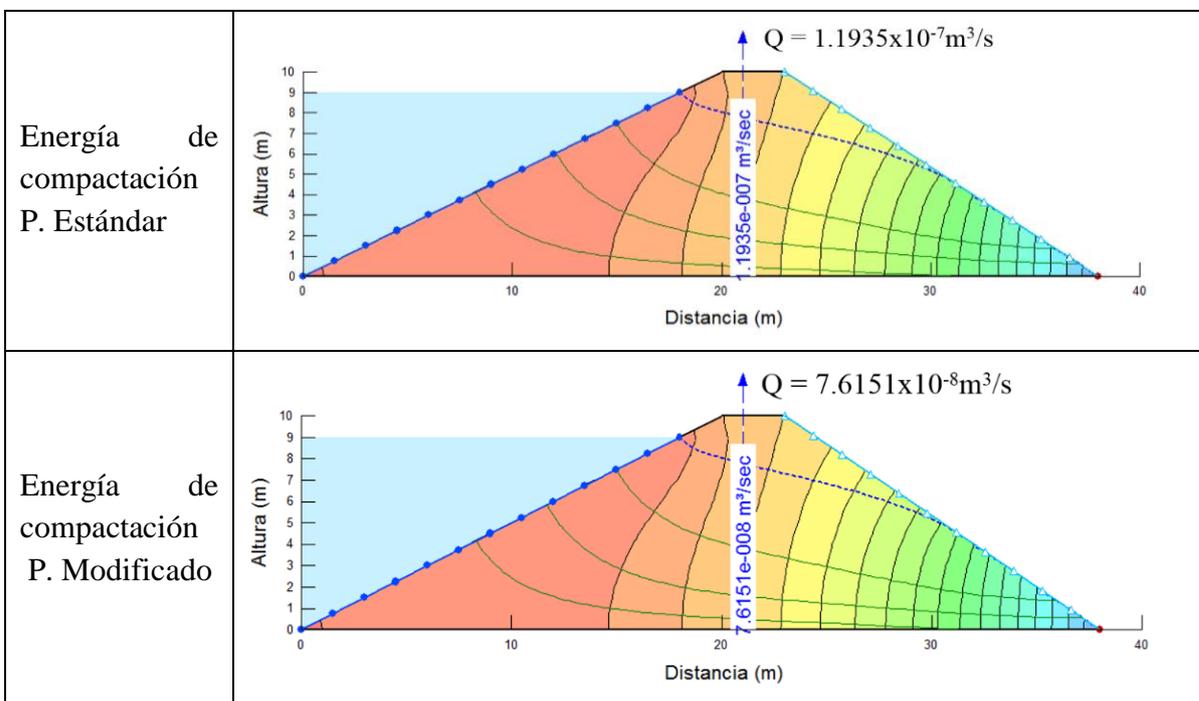


Figura 21: Simulación de la red de flujo antes del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 10 m

c. Para una altura de núcleo de 20 m.,  $\sigma_3 = 4 \text{ kg/cm}^2$

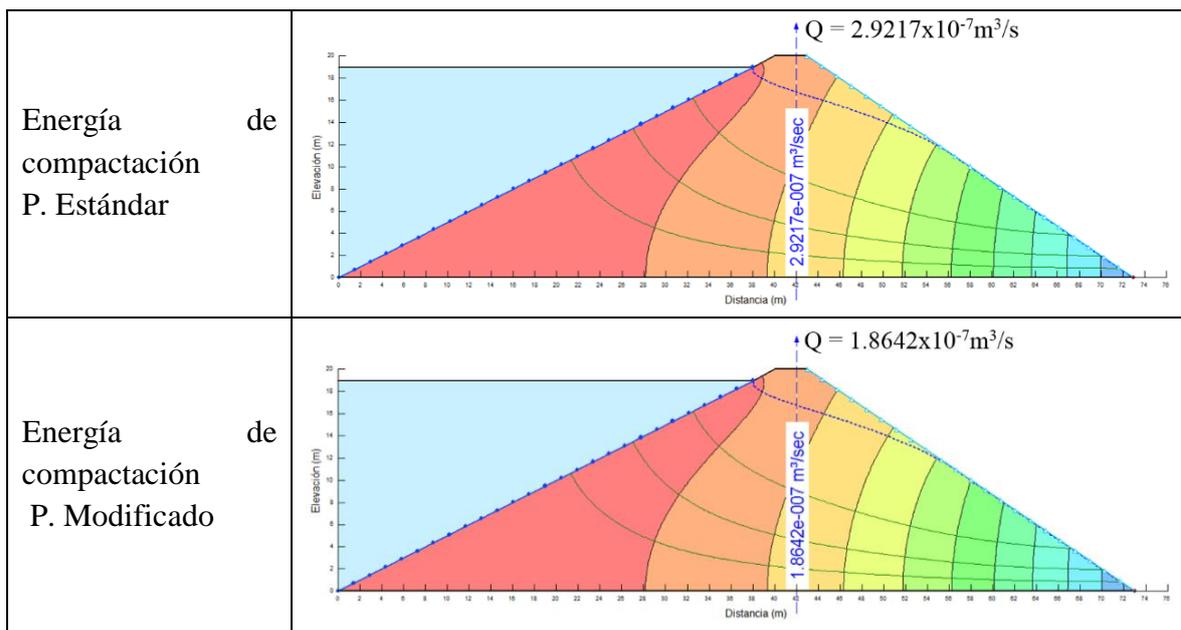


Figura 22: Simulación de la red de flujo antes del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 20 m

#### 4.5.2. Red de flujo después del proceso de consolidación

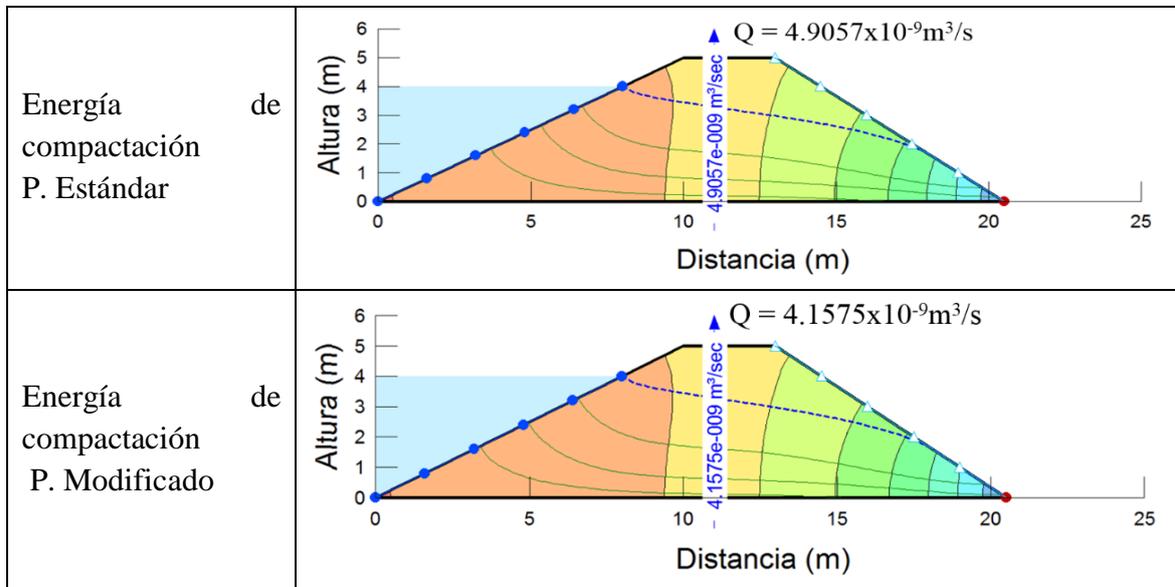
En la Tabla 16 muestra los caudales obtenidos después del proceso de consolidación para cada energía de compactación, para las cargas  $1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $2 \text{ kg/cm}^2$  y  $4 \text{ kg/cm}^2$  que representan las alturas del núcleo  $h_1 = 5 \text{ m.}$ ,  $h_2 = 10 \text{ m.}$  y  $h_3 = 20 \text{ m.}$  respectivamente. Como se detalla, el flujo que atraviesa por el núcleo de presa de tierra es del orden de  $10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$  para ambas condiciones (para la muestra instalada con la energía de compactación de Proctor Modificado y para la muestra de Proctor Estándar). Así mismo, se muestra una menor variación en el caudal a través del núcleo para las cargas de  $2 \text{ kg/cm}^2$  y  $4 \text{ Kg/cm}^2$ , para la muestra instalada con la energía de compactación del Proctor Modificado.

Tabla 16: Caudales a través del núcleo después del proceso de consolidación

Energía de compactación	Carga		
	$1 \text{ kg/cm}^2$	$2 \text{ kg/cm}^2$	$4 \text{ kg/cm}^2$
Caudal a través del núcleo Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )			
Proctor Estandar	$4.9057 \times 10^{-9}$	$6.5908 \times 10^{-9}$	$7.8493 \times 10^{-9}$
Proctor Modificado al 95%	$4.1575 \times 10^{-9}$	$5.4330 \times 10^{-9}$	$5.9960 \times 10^{-9}$

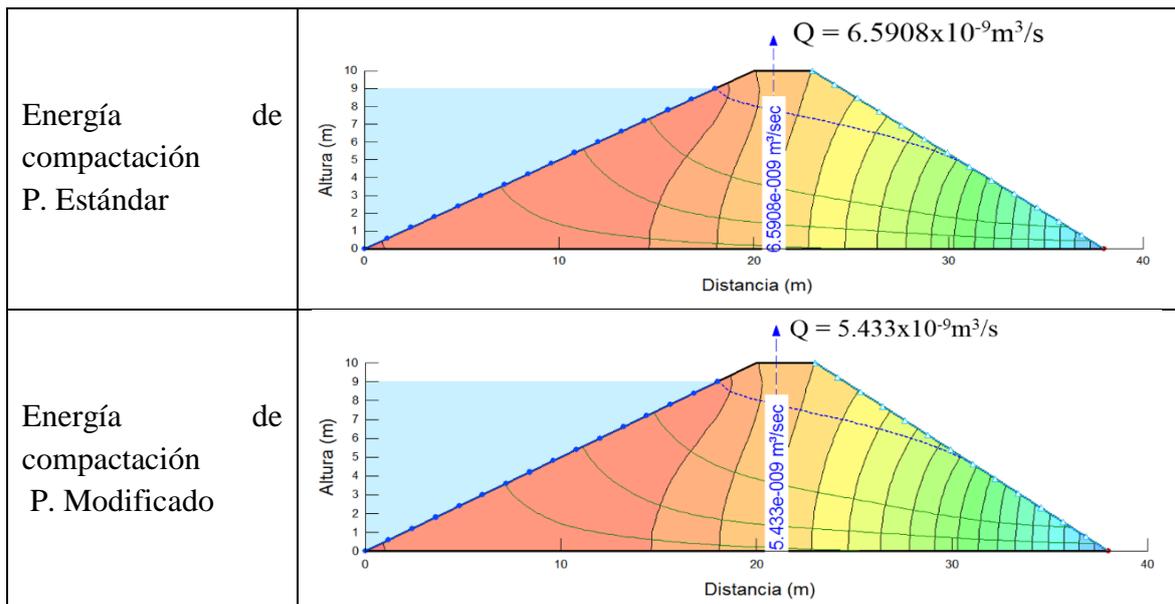
A continuación, se muestran las siguientes figuras (Figura 23, Figura 24 y Figura 25) en la cual se observa la variación de caudal para las diferentes cargas sometidas al suelo (núcleo de presa).

**a. Para una altura de núcleo de 5 m.,  $\sigma_1 = 1 \text{ kg/cm}^2$**



**Figura 23: Simulación de la red de flujo después del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 5 m**

**b. Para una altura de núcleo de 10 m.,  $\sigma_2 = 2 \text{ kg/cm}^2$**



**Figura 24: Simulación de la red de flujo después del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 10**

c. Para una altura de núcleo de 20 m.,  $\sigma_3 = 4 \text{ kg/cm}^2$

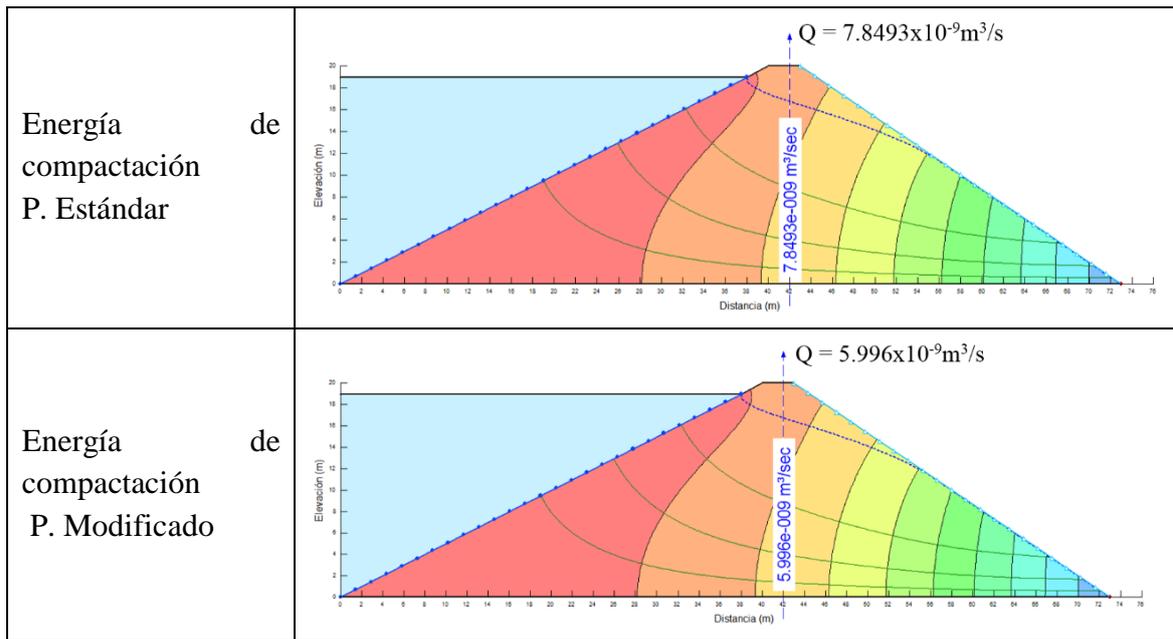
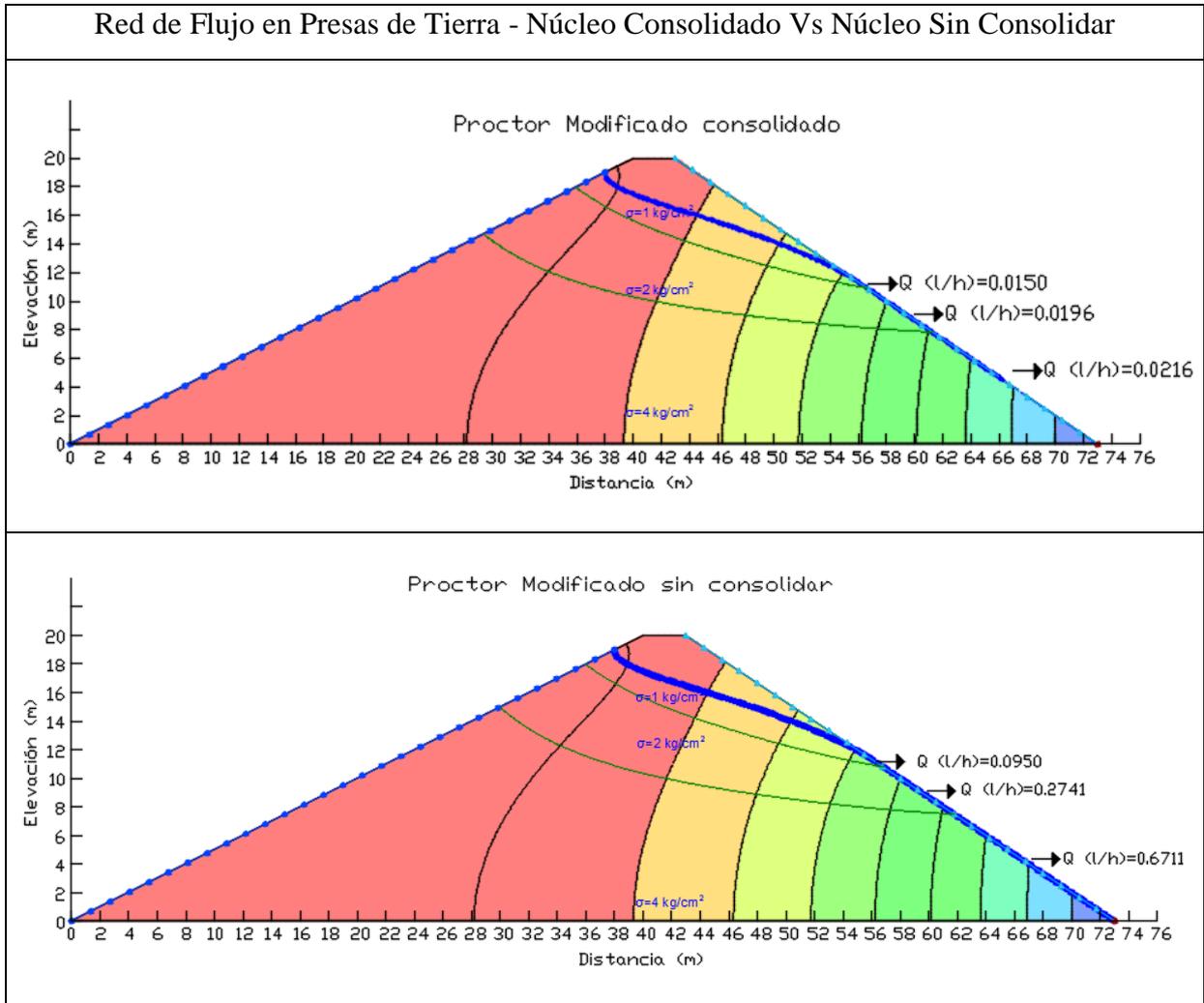


Figura 25: Simulación de la red de flujo después del proceso de consolidación para la energía de compactación P.E. y energía de compactación P.M. para una altura de presa de 20 m

Tabla 17: Resumen de resultados de los caudales obtenidos mediante la simulación obtenida GeoStudio 2007 (SEEP/W) y la densidad del suelo

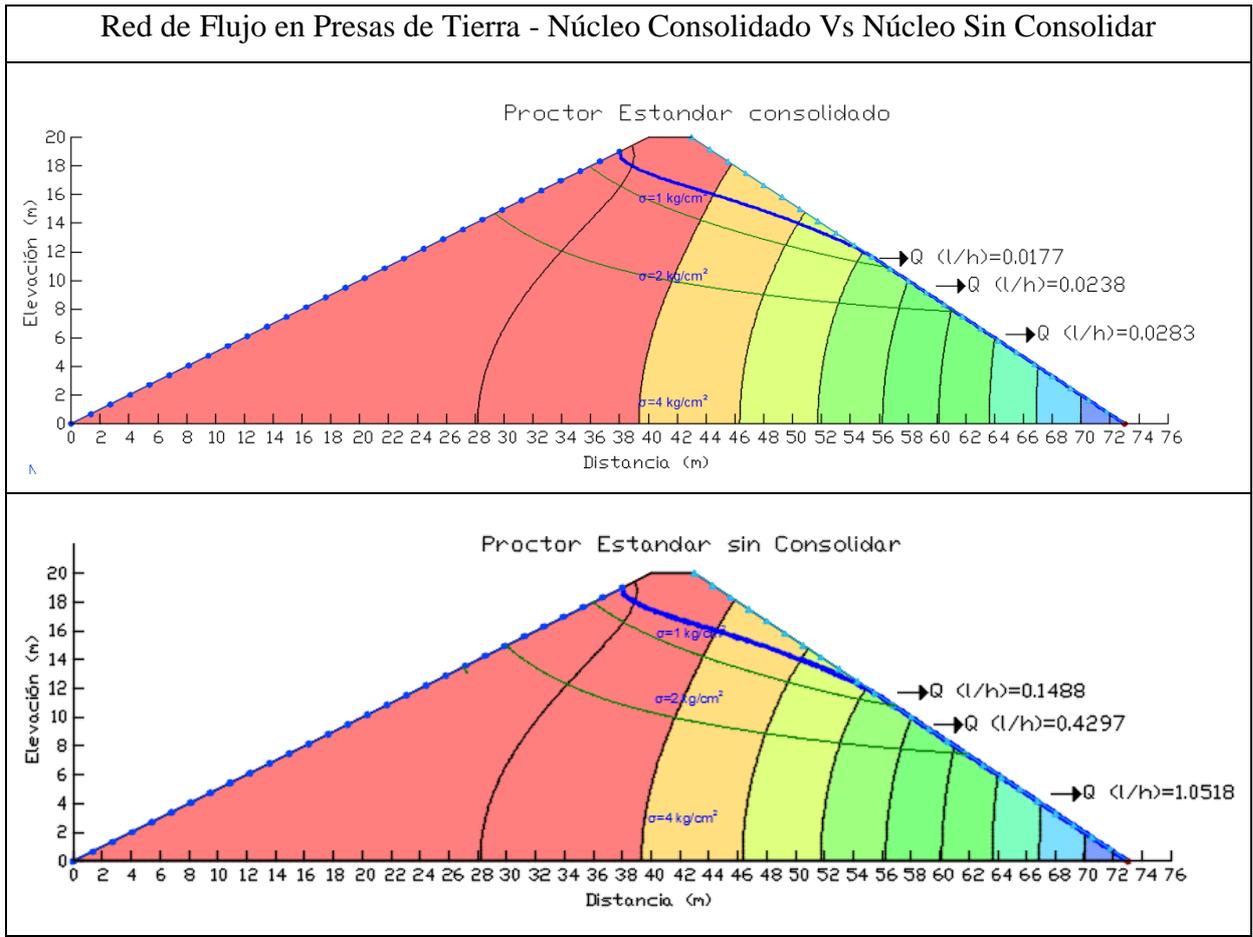
Proceso de Consolidación	Método de Compactación al 95%	Caudal / Densidad del Suelo	Carga		
			1 kg/cm <sup>2</sup>	2 kg/cm <sup>2</sup>	4 kg/cm <sup>2</sup>
Antes del Proceso de Consolidación	Proctor Estandar	Caudal a través del núcleo Q (l/h)	0.1488	0.4297	1.0518
		Densidad del Suelo (gr/cm <sup>3</sup> )	1.885	1.885	1.885
	Proctor Modificado	Caudal a través del núcleo Q (l/h)	0.0950	0.2741	0.6711
		Densidad del Suelo (gr/cm <sup>3</sup> )	1.984	1.984	1.984
Después del proceso de consolidación	Proctor Estandar	Caudal a través del núcleo Q (l/h)	0.0177	0.0238	0.0283
		Densidad del Suelo (gr/cm <sup>3</sup> )	1.898	1.928	1.941
	Proctor Modificado	Caudal a través del núcleo Q (l/h)	0.0150	0.0196	0.0216
		Densidad del Suelo (gr/cm <sup>3</sup> )	2.021	2.063	2.103

En las siguientes figuras se tiene la comparación de la red de flujo y el caudal que fluye a través del núcleo de presa de tierra compactado al 95% del Proctor Modificado en el estado de suelo consolidado y sin consolidar.



**Figura 26: Comparación de redes de flujo de los núcleos consolidados y sin consolidar**

Se tiene la comparación de la red de flujo y el caudal que fluye a través del núcleo de presa de tierra compactado al 95% del Proctor Estándar en el estado de suelo consolidado y sin consolidar.



**Figura 27: Comparación de redes de flujo de los núcleos consolidados y sin consolidar**

**4.6. DISCUSIONES**

Se logró obtener los parámetros variación del comportamiento Hidráulico en el núcleo de una presa de tierra cuando esta se ha consolidado debido a las cargas que se generan por el peso del suelo saturado validando la hipótesis planteada.

La teoría de esfuerzos geostáticos nos permite determinar la carga que representan una cierta altura diseñada para una presa de tierra, en nuestro caso para un núcleo compuesto por arena arcillosa, la altura de diseño está en función a la variación de la densidad después de la consolidación. Una presa de 5 m de altura soporta una carga de 1 kg/cm<sup>2</sup>, una presa de 10 m de altura soporta una carga de 2 kg/cm<sup>2</sup>, una presa de 20 m de altura aplica una carga de 4 kg/cm<sup>2</sup>, dichas cargas simuladas en el laboratorio en suelo saturado evidenciaron el fenómeno de la consolidación y una variación de la densidad antes y después de dicho fenómeno. La presa fue diseñada para 20 metros de altura por lo tanto la simulación se realizó con las 3 cargas.

El suelo trabajado es una arena arcillosa con grava de baja plasticidad, SC con grava, con gravedad específica de 2.75, debido a que su coeficiente de permeabilidad es de  $10^{-8}$  m/s, lo cual garantiza una buena estanqueidad, según los datos revisados del proyecto: “CONSTRUCCION DE LA REPRESA SANTIAGO DE CHUQUIMARAN - PAMPA GALERAS, PROVINCIA DE LUCANAS – AYACUCHO – CUI 2089415”, los parámetros de resistencia de todos los materiales que conforman la presa garantizan una buena estabilidad, dicho material al contener un alto porcentaje de suelo fino (32%) y al ser sometido a saturación cuando la presa entra en operación se produce el fenómeno de consolidación produciendo un cambio en el caudal a través del núcleo para diferentes alturas y a diferentes energías de compactación trabajadas.

La variación del comportamiento hidráulico se evidencia con la variación del caudal a través del núcleo antes y después de la consolidación; para el suelo compactado a una energía del Proctor Modificado al 95% al inicio de la saturación el caudal a través del núcleo evidenció una variación; a una altura de 5 metros el caudal fue de  $2.638 \times 10^{-8}$  m<sup>3</sup>/s, a una altura de 10 metros el caudal fue de  $7.6151 \times 10^{-8}$  m<sup>3</sup>/s, a una altura de 20 metros el caudal fue de  $1.18642 \times 10^{-7}$  m<sup>3</sup>/s. Para el suelo compactado a una energía del Proctor Estándar al 95% al inicio de la saturación el caudal a través del núcleo evidenció una variación, a una altura de 5 metros el caudal fue de  $4.134 \times 10^{-8}$  m<sup>3</sup>/s, a una altura de 10 metros el caudal fue de  $1.1935 \times 10^{-7}$  m<sup>3</sup>/s, a una altura de 20 metros el caudal fue de  $2.9217 \times 10^{-7}$  m<sup>3</sup>/s; dichas variaciones a diferentes energías de comparación demuestran que no se trata de un núcleo homogéneo, sino que en realidad se debe analizar como un cuerpo heterogéneo.

La red de flujo después del proceso de consolidación está sujeta a la variación del caudal a través del núcleo, después de un determinado tiempo de saturado el núcleo empieza el proceso de consolidación, para el suelo compactado a una energía del Proctor Modificado al 95% el caudal a través del núcleo evidenció una variación, a una altura de 5 metros el caudal fue de  $4.1575 \times 10^{-9}$  m<sup>3</sup>/s, a una altura de 10 metros el caudal fue de  $5.4330 \times 10^{-9}$  m<sup>3</sup>/s, a una altura de 20 metros el caudal fue de  $5.9960 \times 10^{-9}$  m<sup>3</sup>/s.

Para el suelo compactado a una energía del Proctor Estándar al 95% después del proceso de consolidación el caudal a través del núcleo evidenció una variación, a una altura de 5 metros el caudal fue de  $4.9057 \times 10^{-9}$  m<sup>3</sup>/s, a una altura de 10 metros el caudal fue de  $6.5908 \times 10^{-9}$

$m^3/s$ , a una altura de 20 metros el caudal fue de  $7.8493 \times 10^{-9} m^3/s$ ., una mayor energía de compactación como la del Proctor Modificado o superior a esta reduce la variación del caudal a través del núcleo a diferentes alturas después del proceso de consolidación, disminuyendo la heterogeneidad en el núcleo de la presa de tierra.

Al inicio de la saturación (antes del proceso de consolidación) la densidad del suelo para diferentes energías de compactación no tuvo variación, para el Proctor Modificado la densidad a diferentes alturas fue de  $1.984 \text{ gr/cm}^3$ , para el Proctor Estándar la densidad a diferentes alturas fue de  $1.885 \text{ gr/cm}^3$ .

Después del proceso de consolidación la densidad del suelo evidenció variación, para el Proctor Modificado la densidad del suelo a una altura de 5 metros fue de  $2.021 \text{ gr/cm}^3$ , a una altura de 10 metros fue de  $2.063 \text{ gr/cm}^3$ , a una altura de 20 metros fue de  $2.103 \text{ gr/cm}^3$ ; para el Proctor Estándar la densidad del suelo a una altura de 5 metros fue de  $1.898 \text{ gr/cm}^3$ , a una altura de 10 metros fue de  $1.928 \text{ gr/cm}^3$ , a una altura de 20 metros fue de  $1.941 \text{ gr/cm}^3$ , para una presa con mayor altura con respecto a una de menor altura, la variación de la densidad antes y después de la consolidación también se incrementa. Como afecta esta variación a la eficiencia de trabajo del núcleo

El ensayo de consolidación nos permitió determinar la variación del coeficiente de permeabilidad para cada incremento de carga (0.1, 0.25, 0.5, 1, 2 y 4  $\text{Kg/cm}^2$ ), para las cargas de 1, 2 y 4  $\text{kg/cm}^2$ , el coeficiente de permeabilidad (K) pasa del orden de  $10^{-6}$  a  $10^{-7} \text{ cm/s}$ , demostrando que a mayor densidad de consolidación se reduce el coeficiente de permeabilidad para las dos energías de compactación.

La energía de compactación del Proctor Modificado garantiza una mayor impermeabilidad en el núcleo de la presa de tierra, para 1  $\text{kg/cm}^2$   $K = 5.3904\text{E-}07 \text{ cm/s}$ , para 2  $\text{kg/cm}^2$   $K = 2.43575\text{E-}07 \text{ cm/s}$ , para 4  $\text{kg/cm}^2$   $K = 1.10367\text{E-}07 \text{ cm/s}$ , en comparación con la energía de compactación del Proctor Estándar, para 1  $\text{kg/cm}^2$   $K = 6.36\text{E-}07 \text{ cm/s}$ , para 2  $\text{kg/cm}^2$   $K = 2.98\text{E-}07 \text{ cm/s}$ , para 4  $\text{kg/cm}^2$   $K = 1.44\text{E-}07 \text{ cm/s}$ .

Antes del Proceso de consolidación, se pudo determinar que existe una variación del caudal al compactar el suelo con diferentes energías de compactación, siendo la energía del Proctor modificado quien proporciona al suelo mayor impermeabilidad a comparación del Proctor estándar.

Después del proceso de la consolidación la densidad del suelo se ha incrementado, para una presa con mayor altura con respecto a una de menor altura.

## V. CONCLUSIONES

- Se determinó la variación del comportamiento hidráulico en el núcleo de una presa de tierra cuando esta se ha consolidado, ya que ha disminuido el caudal (Q) que atraviesa el núcleo, pasando del orden de  $10^{-7}$  m<sup>3</sup>/s a  $10^{-9}$  m<sup>3</sup>/s.
- Antes del proceso de consolidación, se determinó la densidad de suelo ( $\gamma$ ) para ambas energías de compactación y después del proceso de consolidación se obtuvo un incremento del 9% de la densidad para la energía de compactación de Proctor estándar y del 12% de la densidad para el suelo compactado mediante el Proctor modificado.
- Antes del proceso de consolidación, se determinó el coeficiente de permeabilidad (k) siendo del orden de  $10^{-6}$  cm/s y después del proceso de consolidación pasa al orden de  $10^{-7}$  cm/s, para ambas energías de compactación.

## **VI. RECOMENDACIONES**

- Se debe cumplir rigurosamente los procedimientos de los ensayos de suelos, de acuerdo a las Normas Técnicas Peruanas (NTP) y las normas ASTM a fin de tener resultados los más representativos posibles.
- Continuar con la presente línea de investigación, simulando presas de tierra de mayor altura ya que la variación del comportamiento hidráulico podría ser mayor y significativamente dañino para la estructura.

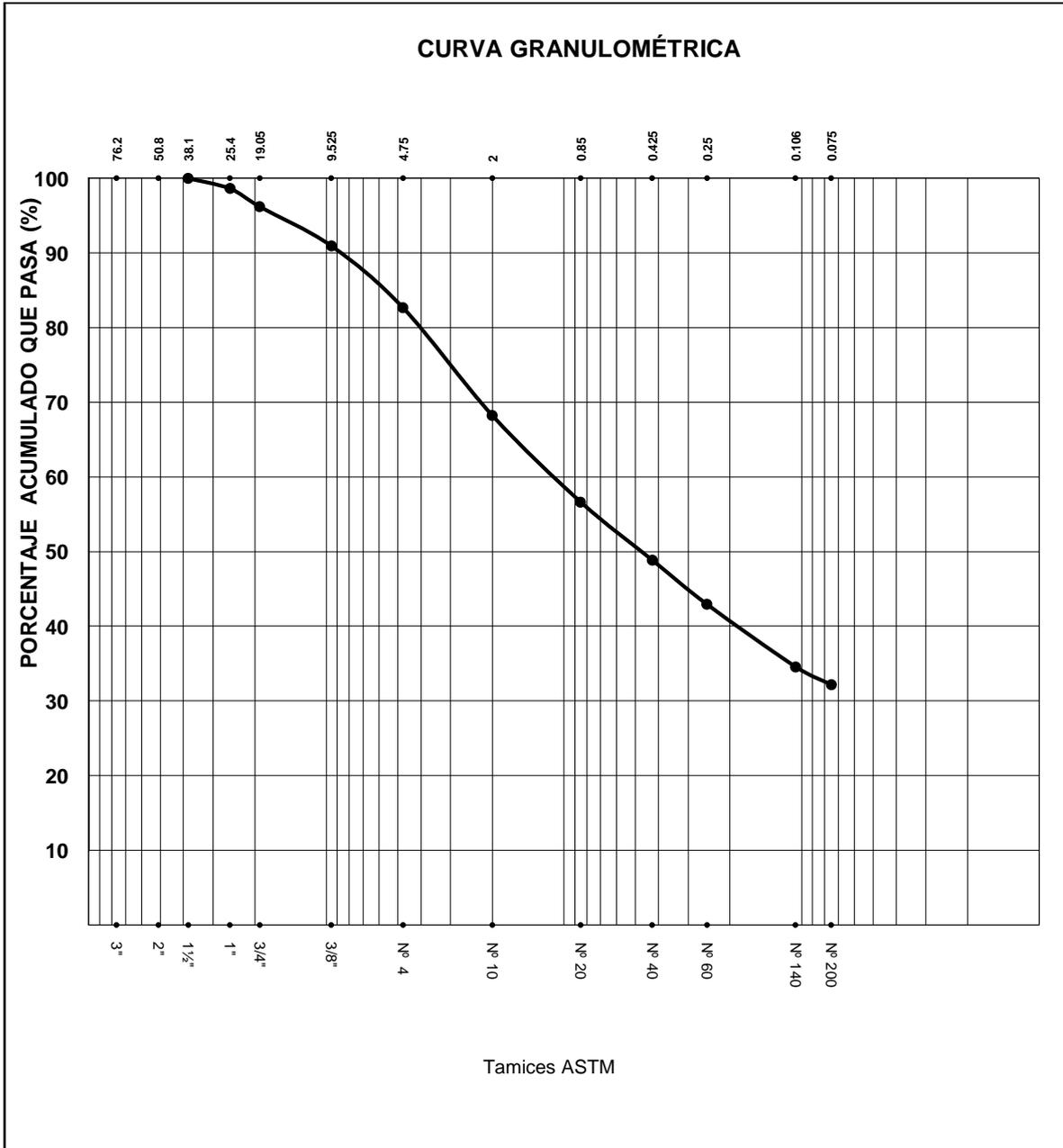
## VII. BIBLIOGRAFÍA

- Autoridad Nacional del Agua [ANA]. (2016). Inventario de presas en el Perú [Archivo PDF]. Recuperado de [https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/publication/files/inventario\\_de\\_presas.pdf](https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/publication/files/inventario_de_presas.pdf)
- Alvarado Ancieta, C.A. (2007). Desarrollo histórico, tipología, inventario y técnica de las presas y embalses en el Perú. *Revista de Obras Públicas*, pp. 42-43.
- Armas Novoa, R.; González Haramboure, Y. (2008). Criterios sobre la compactación de suelos y el control de calidad de terraplenes. 14 Convención Científica de ingeniería y Arquitectura. México. 9 pp.
- Bolt, G.H. (1956). *Physical-Chemical Analysis of the Compressibility of Pure Clays*. *Geotechnique*, Vol.6, No.2.
- Bowles, J.E. (1982). *Mecánica de Suelos, Propiedades Geofísicas de los suelos*. Editorial Mc. Graw Hill. p. 482.
- Braja, M.Das. (2014). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (6ta ed.). México: Thomson Editores, S. A. pp. 55, 56, 57, 58, 59, 63, 64, 83, 84, 57.
- Flores Berrones, R. (2000). *Flujo de agua a través de suelos* (4ta ed.). México: Asociación Mexicana de Hidráulica – Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. p. 256.
- Jiménez Salas, J.A.; De Justo Alpañes, J.L. (1975). *Geotecnia y Cimientos I: Propiedades de los suelos y de las rocas* (2da ed.). Madrid, España: Editorial Rueda. pp. 227, 228.
- Juárez Badillo, E.; Rico Rodríguez, A. (2010). *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos* (3ra ed.). México: Editorial Limusa S.A. p. 642.
- Juárez Badillo, E.; Rico Rodríguez, A. (1999). *Mecánica de Suelos. Flujo de agua en suelo*. Tomo III. México: Editorial Limusa.
- Lambe, W.; Whitman, R. (1976). *Mecánica de Suelos*. México: Editorial Limusa. p. 582.
- Liapichev, Y. (1984). *Presas de tierra y enrocamiento*. Editada Lima: Asociación Peruana de graduados en la URSS. p. 212.
- López Acosta, N.P. (2010). *Incertidumbre en el Análisis de Flujo de agua en suelos*. [En línea] (Tesis Doctoral). Universidad Nacional Autónoma de México. Recuperado de [www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.../1/Tesis\\_Completa.pdf](http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.../1/Tesis_Completa.pdf)

- Marsal, R.J. y Reséndiz Núñez, D. (1975). Presas de tierra y enrocamiento. México: Editorial Limusa S A. p. 548.
- Marsal, R.J. (1979). Análisis de Conocimientos sobre Suelos Cohesivos Compactados, Procedente del VI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones (1979). Volumen I. Lima, Perú. pp. 145 – 148, 207-218.
- Novak, P.; Moffat, A.I.B.; Malluri, C. (2001). Estructuras Hidráulicas (2da ed.). Colombia: Editorial Mc. Graw Hill. p. 601.
- Rico Rodríguez, A.; Del Castillo, H. (2000). La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Volumen I. México: Editorial Limusa S.A. p. 456.
- Sánchez – Giron Renedo, V. (1996). Dinámica y Mecánica de Suelos. España: Editorial Ediciones Agrotécnico, S.L. pp. 378-379, 400-404.
- Seed, H.B.; Woodward, R.J.; Lundgren, R. (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. J. Soil Mech.
- Terzaghi, K.; Peck, R.B. (1973). Mecánica de Suelos en la ingeniería práctica. España: Editorial El Ateneo. p. 722.
- Velásquez Bejarano, T. (2014). Diseño de Presas de Tierra y Enrocado en el Perú. Historia, perspectiva y tendencias. Editorial Fondo Editorial – UNALM. p. 198.
- Villaseñor, J. (1978). Proyectos de Obras Hidráulicas. Ediciones Departamento de Irrigación. pp. 11 - 22.

## VIII. ANEXOS

### Anexo 1: Curva Granulométrica Global – Método Mecánico



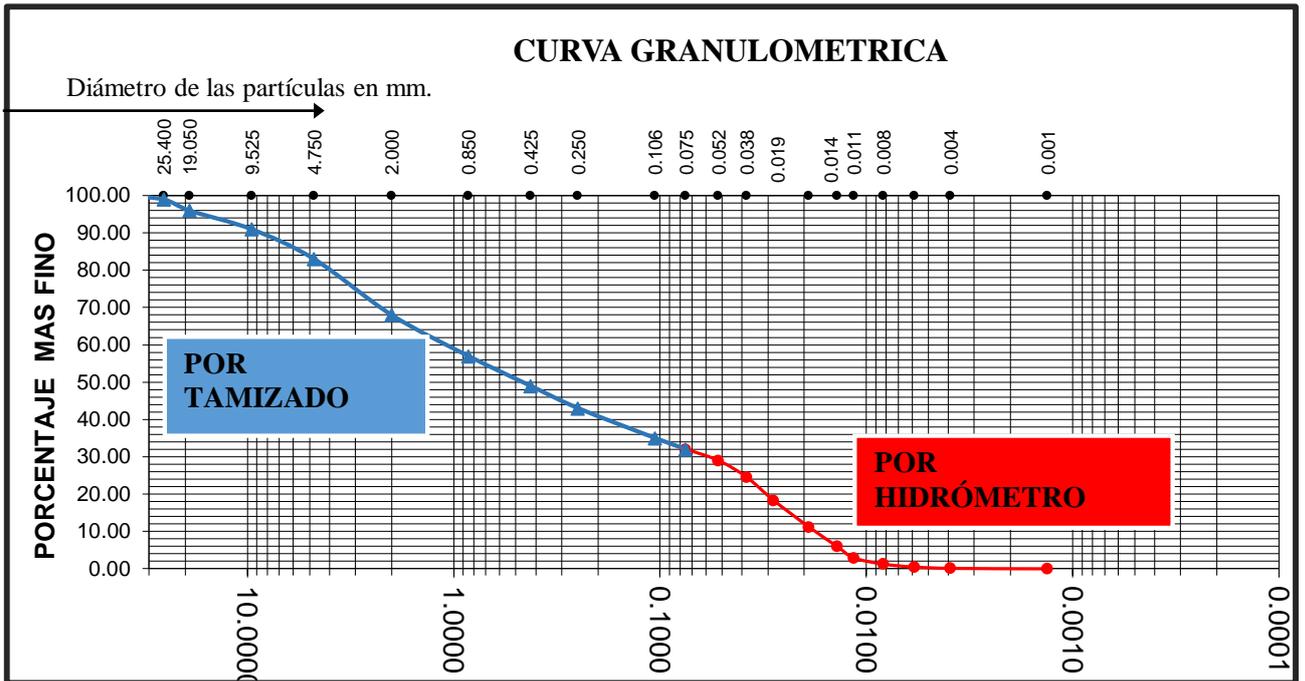
## Anexo 2: Análisis Granulométrico – Método Mecánico

Tamiz N°	Diam (mm)	Porcentaje que pasa (%)
1 ½"	38.10	100
1"	25.40	99
¾"	19.05	96
3/8"	9.525	91
N° 4	4.750	83
N° 10	2.000	68
N° 20	0.850	57
N° 40	0.425	49
N° 60	0.250	43
N° 140	0.106	35
N° 200	0.075	32

## Anexo 3: Análisis granulométrico por método del hidrómetro

Tiempo (min)	Temperatura °C	Corrección por temperatura Ct	Lectura del Hidrómetro Rd	Lectura Hidrómetro Corregido Rc	Porcentaje más fino P (%)	Lect. Hidrómetro Corregido por menisco R	Longitud de Hidrómetro L (m)	L / tiempo (cm/min)	Constante K	Diámetro (mm)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
0	19.2	-0.24	---	---	---	---	---	---	---	---
0.25	19.2	-0.24	54	47.26	92.482	54	7.4	29.6	0.013386	0.0728
0.50	19.2	-0.24	53	46.26	90.525	53	7.6	15.2	0.013386	0.0522
1	19.2	-0.24	50	43.26	84.654	50	8.1	8.1	0.013386	0.0381
2	19.2	-0.24	45	38.26	74.870	45	8.9	4.45	0.013386	0.0282
5	19.2	-0.24	38	31.26	61.172	38	10.1	2.02	0.013386	0.0190
10	19.2	-0.24	34	27.26	53.344	34	10.7	1.07	0.013386	0.0138
15	19.2	-0.24	32	25.26	49.431	32	11.1	0.740	0.013386	0.0115
30	19.2	-0.24	29	22.26	43.560	29	11.5	0.383	0.013386	0.0083
60	21	0.20	26	19.70	38.550	26	12	0.200	0.01309	0.0059
140	22.5	0.55	20.5	14.55	28.473	20.5	12.95	0.093	0.012865	0.0039
1440	17	-0.70	18	10.80	21.134	18	13.3	0.0092	0.01376	0.0013

#### Anexo 4: Curva Granulométrica método del hidrómetro



Nota: Se unió en una solo curva granulométrica la distribución de partículas de la Muestra M1.

#### Anexo 5: Ensayo de Gravedad específica

Volumen del frasco a 20°C	500 ml	500 ml	500 ml
Nro de Frasco	8	14	4
Temperatura, °C	28.90	29.10	29.00
Peso frasco + agua + suelo = $w_{bws}$	682.06	701.77	683.64
Peso de curva calibrada de frasco = $w_{bw}$	650.29	669.99	651.80
Peso de suelo seco, gr	50	50	50
<b>Gs =</b>	<b>2.743</b>	<b>2.744</b>	<b>2.753</b>

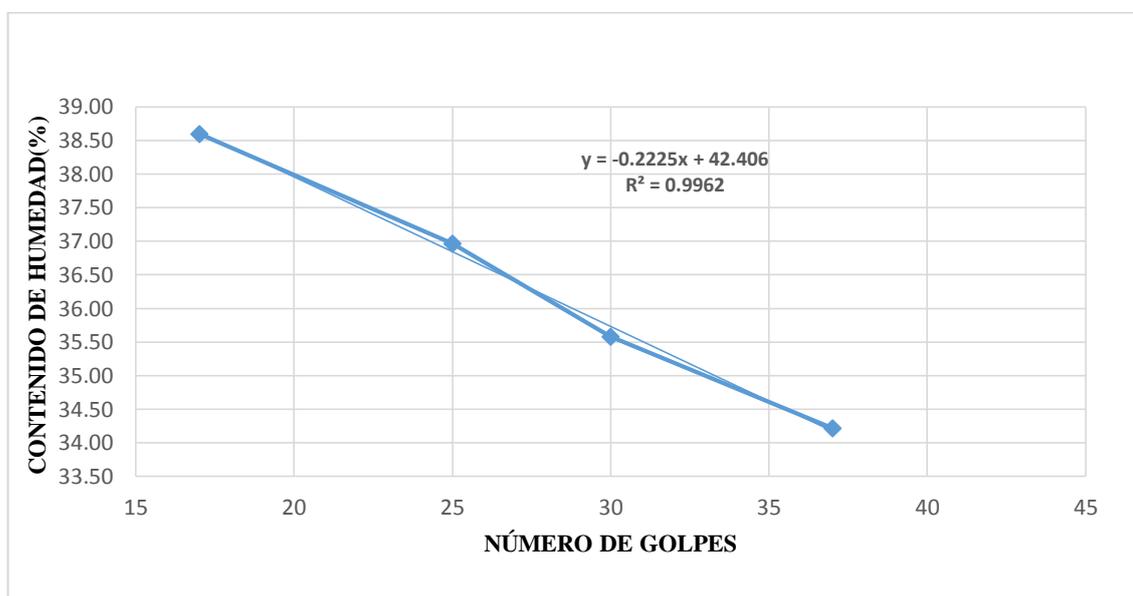
Nota: Con estos valores se calculó el valor promedio, siendo el valor promedio 2,747.

### Anexo 6: Valores obtenidos del Ensayo de Límite Líquido

Número de Golpes	Peso Suelo Húmedo	Peso suelo Seco	Peso del Agua	Contenido de Humedad (%)
17	24.99	18.03	6.96	38.60
25	24.38	17.80	6.58	36.97
30	20.31	14.98	5.33	35.58
37	18.63	13.88	4.75	34.22

Nota: Con estos valores se realiza el gráfico para la Obtención del Límite Líquido

### Anexo 7: Gráfico para la obtención del Límite Líquido



Nota: Se reemplaza el valor de “x” por el número 25 de la ecuación de la gráfica anterior y se determina el contenido de humedad para el Límite Líquido, siendo el valor de 36.88.

### Anexo 8: Ensayo de Límite Plástico

Peso Suelo Húmedo (gr)	Peso Suelo Seco (gr)	Peso Agua	Límite Plástico (%)
14.42	11.82	2.60	22.00
9.04	7.48	1.56	20.86
<b>Promedio</b>			<b>21.43</b>

### Anexo 9: Determinar el Índice de Plasticidad

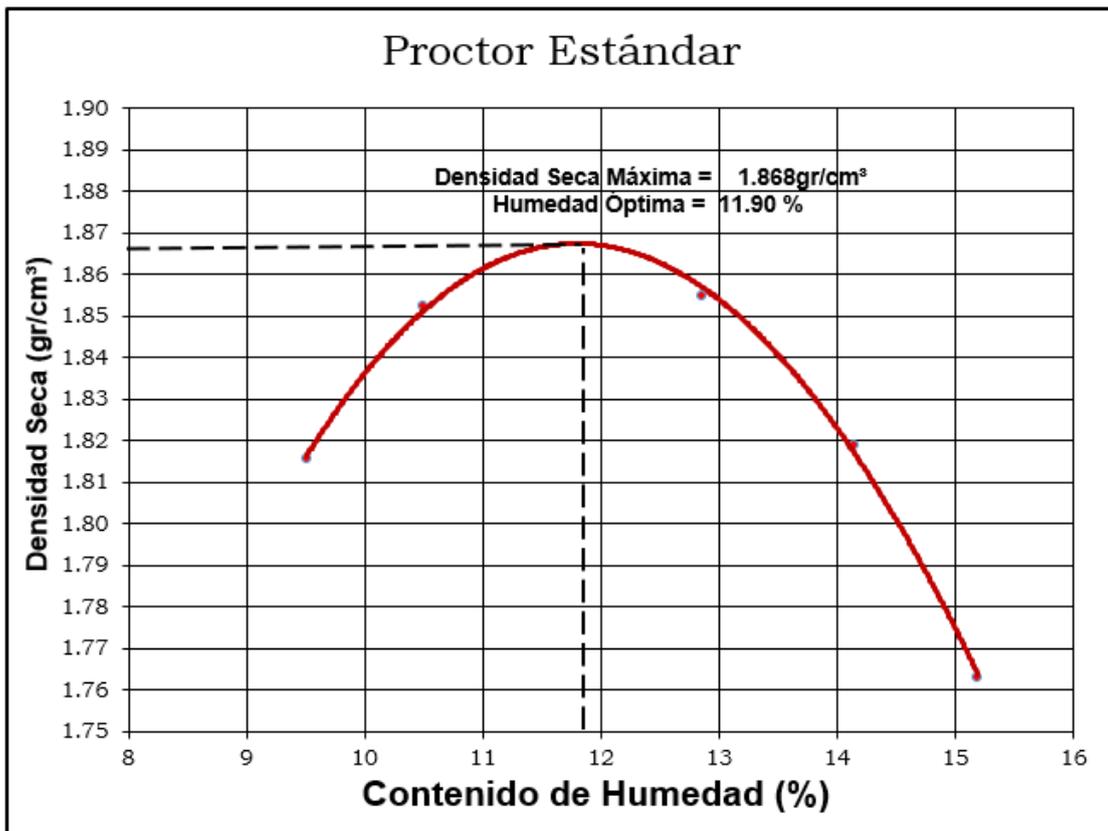
$$I.P = L.L - L.P$$

$$I.P = 15.41$$

### Anexo 10: Ensayo de Compactación Proctor Estándar

Densidad Seca $\gamma_d$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Contenido de Humedad W (%)
1.820	9.51
1.852	10.49
1.855	12.85
1.82	14.14
1.76	15.19

### Anexo 11: Gráfico Energía de Compactación Proctor Estándar Método B (ASTM D1557)



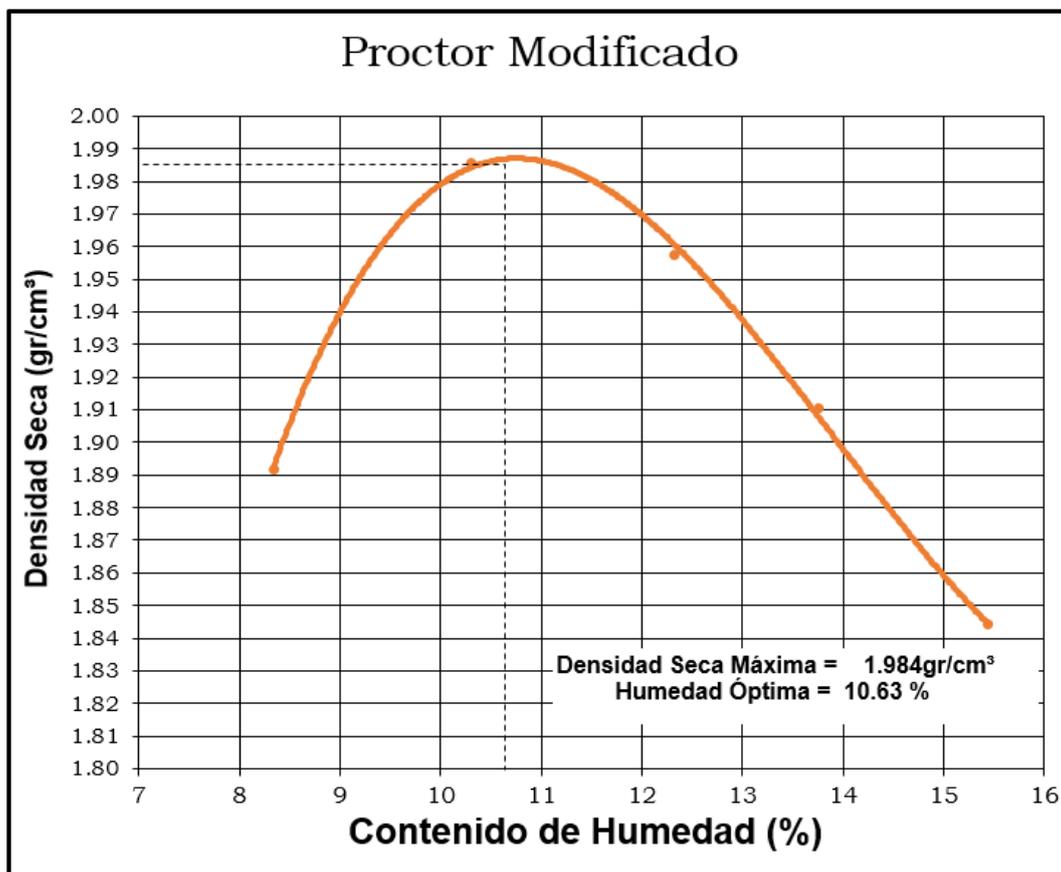
OBSERVACIONES :

Nota: Valor del 100% de la densidad seca  $\gamma_d$  (gr/cm<sup>3</sup>) del suelo y su contenido de humedad (%).

### Anexo 12: Ensayo de Compactación Proctor Modificado

Densidad Seca $\gamma_d$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Contenido de Humedad W (%)
1.89	8.33
1.99	10.30
1.96	12.32
1.91	13.75
1.84	15.43

### Anexo 13: Gráfico Energía de Compactación Proctor Modificado Método B (ASTM D1557)

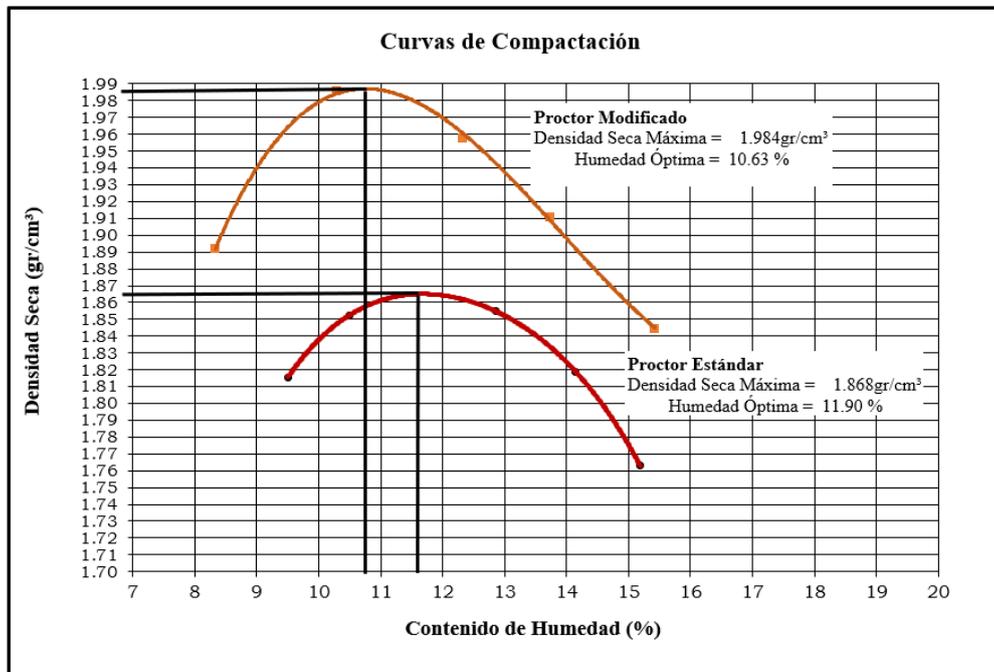


OBSERVACIONES :

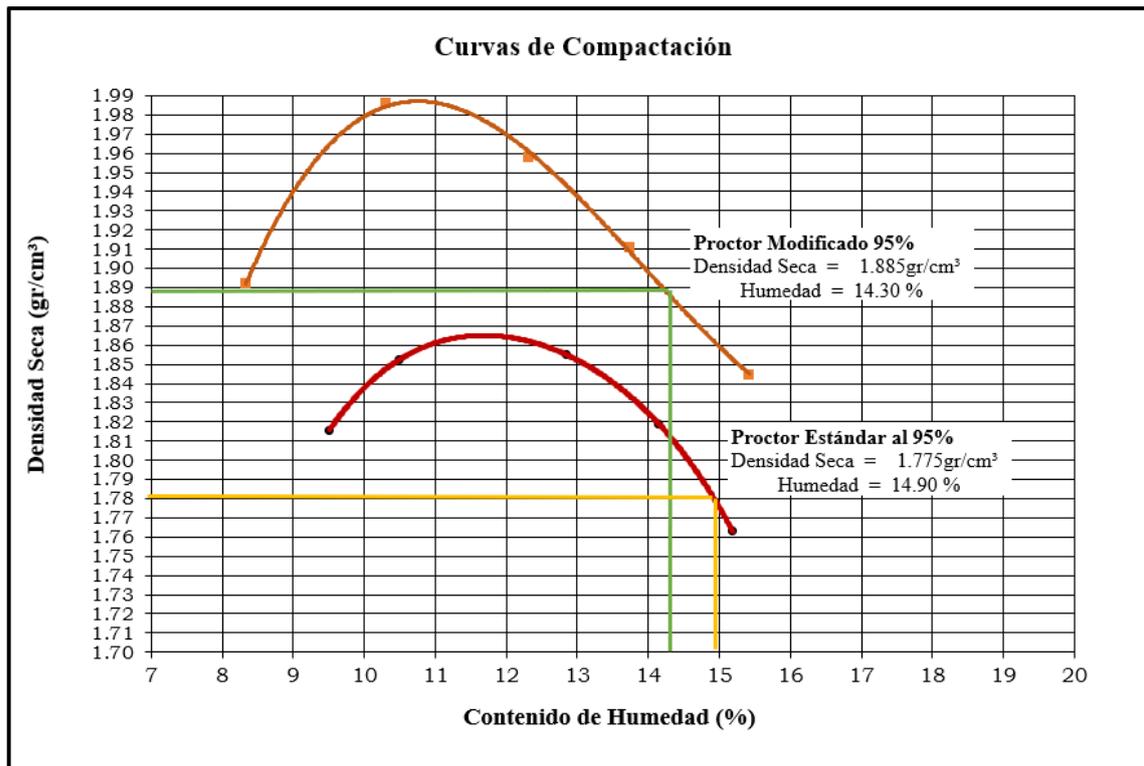
**Anexo 14: Valores de la Densidad seca y Contenido de Humedad del Proctor Estandar y Proctor Modificado**

PROCTOR ESTANDAR		PROCTOR MODIFICADO	
Densidad Seca gr/cm <sup>3</sup>	Humedad %	Densidad Seca gr/cm <sup>3</sup>	Humedad %
1.82	9.51	1.89	8.33
1.85	10.49	1.99	10.30
1.85	12.85	1.96	12.32
1.82	14.14	1.91	13.75
1.76	15.19	1.84	15.43

**Anexo 15: Curvas de compactación del Proctor Estandar y Proctor modificado – Valores del 95% de la densidad máxima del lado seco**



**Anexo 16: Curvas de compactación del Proctor Estandar y Proctor modificado –  
Valores del 95% de la densidad máxima del lado húmedo**



**Anexo 17: Resultado del ensayo de Permeabilidad de Pared Flexible para la muestra instalada con los valores del Proctor Estándar antes proceso de consolidación**



**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 DEPARTAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y CONSTRUCCIÓN  
 LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS  
 INFORME DOT-C-LMS

**SOLICITANTE** : ANA MARÍA VARGAS TENORIO  
**PROYECTO** : COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO  
**UBICACIÓN** : LIMA  
**CALICATA** : M1  
**PROFUNDIDAD** :  
**FECHA** : La Molina,

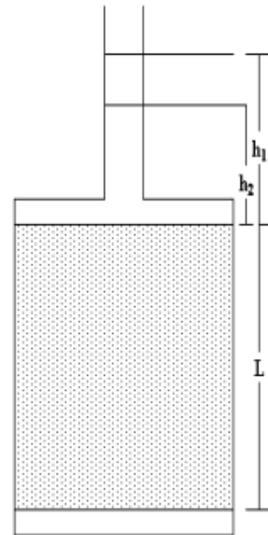
**ENSAYO DE PERMEABILIDAD CARGA VARIABLE ASTM - D 5084**

Fecha de Ensayo :  
 Lect. Inicial : 72.800 cm  
 Lect. Final : 45.000 cm  
 Tiempo : 63600 seg  
 Diámetro de muestra : 7.112 cm  
 Altura de muestra : 14.00 cm  
 Densidad Seca : 1.78 gr/cm<sup>3</sup>  
 Humedad : 14.90%

$$K_{20} = 2.303 \times \frac{a}{A} \times \frac{L}{t} \times \log \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \times Rt$$

$$k_{20} = 5.3604 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

**Observación :** Muestra instalada al 95% de la Densidad Seca Máxima.



ANA MARÍA VARGAS TENORIO

Ing. Hermes A. Valdivia A.  
 Jefe Lab. Mecánica de Suelos

**Anexo 18: Resultado del ensayo de Permeabilidad de Pared Flexible para la muestra instalada con los valores del Proctor Modificado antes del proceso de consolidación**



**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA**  
 DEPARTAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y CONSTRUCCIÓN  
 LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS  
 INFORME DOT-C-LMS

<b>SOLICITANTE</b>	:	<b>ANA MARÍA VARGAS TENORIO</b>
<b>PROYECTO</b>	:	<b>COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO</b>
<b>UBICACIÓN</b>	:	<b>LIMA</b>
<b>CALICATA</b>	:	<b>M1</b>
<b>PROFUNDIDAD</b>	:	
<b>FECHA</b>	:	<b>La Molina,</b>

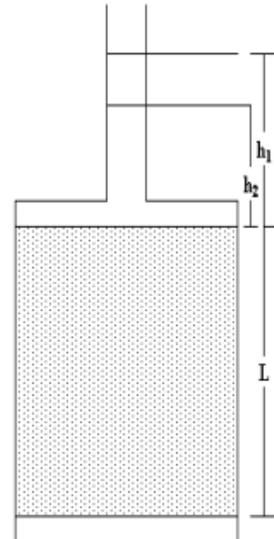
**ENSAYO DE PERMEABILIDAD CARGA VARIABLE ASTM - D 5084**

Fecha de Ensayo	:	
Lect. Inicial	:	78.200 cm
Lect. Final	:	55.200 cm
Tiempo	:	73200 seg
Diámetro de muestra	:	7.112 cm
Altura de muestra	:	14.20 cm
Densidad Seca	:	1.89 gr/cm <sup>3</sup>
Humedad	:	14.30%

$$K_{20} = 2.303 \times \frac{a}{A} \times \frac{L}{t} \times \log \left( \frac{h_1}{h_2} \right) \times Rt$$

$$k_{20} = 3.4204 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

**Observación :** Muestra instalada al 95% de la Densidad Seca Máxima.



ANA MARÍA VARGAS TENORIO

Ing. Hermes A. Valdivia A.  
 Jefe Lab. Mecánica de Suelos