



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
CIVIL – GEOTECNIA

INFLUENCIA DE LA COMPACIDAD RELATIVA EN EL COEFICIENTE DE
PERMEABILIDAD DE JALES

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MARÍA ELENA ACEVEDO VALLE

TUTOR PRINCIPAL
DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. ENERO 2017

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO
Vocal: DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN
1^{er.} Suplente: DR. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO
2^{d o.} Suplente: DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN

FIRMA

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

A mi Alma Mater la Facultad de Ingeniería.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Al Dr. Osvaldo Flores Castrellón por la confianza y orientación.

A los sinodales, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Raúl Vicente Orozco Santoyo y Dra. Norma Patricia López Acosta, por el tiempo invertido y opiniones que hicieron en la revisión de este trabajo.

Al Ing. Enrique Gomez por el apoyo en la instrumentación y semiautomatización del equipo de laboratorio empleado en esta investigación.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico durante el desarrollo de mis estudios de posgrado.

Dedicatoria

*Busquem quedar bé en el retaule magnífic
Dels que van pel món amb posat monolític
I afronten la vida mirant-la a la cara
I un dia, contents, compren flors a sa mare.
Intentem trampejar per ser persones dignes,
I després tancar els ulls I sentir el món en calma
I a dos ocellets fent piu-piu dalt d'un arbre
Haven't enllestit un gran epitafi
Que arranqui somriures a tots els que passin.
I, a vegades, ens en sortim.
I, a vegades, una tonteria de sobte ens indica que ens en sortim.
I, a vegades, una carambola de sobte ens demostra que ens en sortim.*

MANEL

A mis padres Lorenzo Acevedo del Rio y María Salomé Valle Acevedo.

A mis hermanos y colegas Herminio y Juan Manuel

Índice

	Página
Resumen.....	viii
Abstract.....	ix
Capítulo 1. Introducción.....	1
1.1. Justificación.....	1
1.2. Objetivo.....	2
1.3. Alcances de la investigación	2
Capítulo 2. Marco teórico.....	3
2.1. Depósitos de jales.....	3
2.2. Elementos que conforman un depósito de jales	5
2.3. Técnicas para el depósito de jales	8
2.4. Métodos constructivos.....	11
Capítulo 3. Coeficiente de permeabilidad de jales	15
3.1. Ley de Darcy.....	15
3.2. Coeficiente de permeabilidad de suelos	16
3.3. Determinación del coeficiente de permeabilidad	18
3.4. Coeficiente de permeabilidad en jales.....	23
Capítulo 4. Instrumentación y semi automatización del equipo	37
4.1. Permeámetro de carga constante	37
4.2. Características generales del permeámetro de carga constante.....	37
4.2.1. Elementos que conforman el sistema	39
4.2.2. Descripción de los sensores.....	40
4.3. Instrumentación y semi - Automatización del equipo.....	41
4.3.1. Sistema de adquisición de datos.....	41
4.3.2. Descripción del módulo de calibración	42
4.3.3. Descripción del software de operación	43

4.3.4.	Calibración del equipo	48
Capítulo 5. Descripción del material y procedimiento de ensaye.		55
5.1.	Descripción del material.....	55
5.1.1.	Propiedades índice, granulométricas y clasificación del material estudiado.....	55
5.1.2.	Pruebas de compactación	57
5.2.	Procedimiento de ensaye	62
5.2.1.	Formación de la probeta.....	62
5.2.2.	Montaje de la probeta	64
Capítulo 6. Resultados		67
6.1.	Pruebas de permeabilidad.....	67
6.1.1.	Relaciones volumétricas iniciales y finales.....	68
6.1.2.	Comportamiento de las curvas tiempo-permeabilidad	68
6.1.3.	Influencia de la carga hidráulica	69
6.1.4.	Determinación del coeficiente de permeabilidad	71
6.1.5.	Efecto del esfuerzo efectivo.	73
6.1.6.	Coeficiente de permeabilidad para diferentes jales	74
Capítulo 7. Conclusiones.....		79
7.1.	Instrumentación y semi-automatización del equipo.....	79
7.2.	Procedimiento experimental.....	79
7.3.	Descripción del material.....	80
7.4.	Resultados	80
7.5.	Recomendaciones.....	81
Referencias.....		83
Anexo A. Curvas de Coeficiente de permeabilidad - tiempo.....		87
Anexo B. Curvas de disipación de presión de poro en Pruebas <i>CU</i> y cálculo de <i>k</i>.....		93
Lista de figuras		105
Lista de tablas.....		109

Nomenclatura

$\%F$	Porcentaje de finos.
a_v	Coefficiente de compresibilidad
C	Compacidad.
Dr	Compacidad relativa.
e	Relación de vacíos.
h	Carga hidráulica.
i	Gradiente hidráulica.
k, k_v	Permeabilidad vertical.
k_h	Permeabilidad horizontal.
P_p	Peso de pisón.
w	Contenido de agua.
z	Carga de posición.
γ_w	Peso volumétrico del agua
Δh	Diferencial de carga hidráulica
σ'	Esfuerzo efectivo

Resumen

El aumento de residuos mineros obtenidos por vía húmeda a almacenar demanda la construcción de depósitos de jales cada vez con mayor capacidad, que garanticen la disposición final de estos residuos de forma segura y económica. Para el diseño, construcción y operación de estas estructuras es necesario abundar en el conocimiento de las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales que conforman estos depósitos.

La dificultad de caracterizar estos materiales radica en los cambios que sufre debido a que los depósitos son construidos y operados simultáneamente, ocasionando que los parámetros de los jales varían con el tiempo por efectos de consolidación del material, además de que el material producto de la molienda puede variar durante la vida útil del depósito.

Para realizar esta investigación, el grupo de trabajo se dio a la tarea de construir, instrumentar y semiautomatizar dos permeámetros de carga constante, con los cuales se realizó el trabajo experimental de laboratorio. Por tanto, la primera parte del trabajo de investigación consistió en la puesta en operación de estos equipos.

Como segunda etapa del estudio se caracterizó el jal, para lo cual se obtuvieron sus propiedades índice y su clasificación SUCS, además de que se realizaron pruebas de compactación por amasado, buscando formar probetas de sueltas a densas, con la posibilidad de reproducirlas bajo alguna condición volumétrica deseada.

Las probetas ensayadas en el permeámetro se formaron en condiciones parcialmente saturadas, con grados de saturación entre 30 y 70%; luego se les circuló agua destilada y desaireada para expulsar el aire de la estructura; se saturaron por contrapresión y se consolidaron a un esfuerzo efectivo definido. Bajo esta primera condición de esfuerzo (compacidad inicial) se determinó el coeficiente de permeabilidad. Como el ensaye es no destructivo, se reconsolidó varias veces y para cada una de estas condiciones de esfuerzo se determinó el coeficiente de permeabilidad. En cada etapa de la prueba se lleva un registro muy preciso del volumen de agua que entra y sale de la probeta, de tal forma que se lleva el historial de la variación de la compacidad relativa, desde el montaje hasta la última etapa de consolidación.

Se hace el análisis de la variación de la permeabilidad para las diferentes condiciones de compacidad del jal y se compara con las obtenidas por otros autores en estudios similares.

Abstract

Increased mining waste demand tailings deposits with increasing capacity to ensure the final disposal safely and economically. For the design, construction and operation of these structures it is necessary to go into the knowledge of the mechanical and hydraulic properties of the materials that conforms these deposits.

The difficulty of characterizing these materials reside in the changes that they suffer due to the fact that the deposits are constructed and operated simultaneously, producing that the parameters of the tailings vary over time caused by the effect of consolidation of the material, besides that the product material from mining operation may vary during the useful life of the deposit.

To do this research, the working group was given the task of building, implementing and semiautomatic a constant head permeameter, with which the experimental laboratory work was performed.

The tailing has been characterized obtaining their index properties and doing compaction test, looking for obtain specimens with different relative density. Because the investigation is under way, it was tested only a medium dense specimen and the permeability coefficient for different conditions of compactness, obtained by consolidate the specimen with different effective stress after performing the test was determined.

As the second stage of the study, the material was characterized, for which its index properties and USCS classification were obtained, besides compaction tests were performed by kneading, looking to form loose specimens to dense, with the possibility of reproducing them under some specific condition.

The samples tested in the permeameter were formed under partially saturated conditions, with saturation degrees between 30 and 70%; then distilled and deaerated water was circulated to expel air from the structure after this process the samples were saturated by back pressure and consolidated at a definite effective stress. Under this first stress condition (initial relative density), the permeability coefficient was determined. As the test is non-destructive, it was reconsolidated several times and for each of these stress conditions the permeability coefficient was determined. At each stage of the test, a very precise record of the volume of water entering and leaving the test sample is carried out, so it's possible to know the variation of the relative density during the essay.

The analysis of the variation of the permeability coefficient for the different conditions of relative density of the tailing is made and is compared with those obtained by other authors in similar studies.

Capítulo 1.

Introducción

1.1. Justificación

La ruptura de presas como la Aitik (Suecia, 2000), Los Frailes (España, 1998), La negra (Queretaro, 1987), Bacis (Durango, 1996), son la evidencia de los problemas que pueden generarse al fallar una depósito de residuos mineros.

Las causas por las cuales han fallado la gran mayoría de las presas mineras son:

1. Deficiencias en el sistema de drenaje de las presas.
2. Falta de control y supervisión durante la construcción y operación de la obra.
3. Un diseño deficiente para la zona donde se ubica, que puede ser sísmica, ciclónica o ambas a la vez
4. Niveles de disposición excesivos.

La poca investigación del comportamiento del flujo de agua en jales se ve reflejada en las innumerables fallas que presentan las presas en sus sistemas de drenaje o en el mal comportamiento de la estructura ante situaciones que involucran el flujo de agua.

Como consecuencia de estas fallas las presas de jales sufren altos niveles de agua en el cuerpo de la presa, generando un aumento considerable en la presión de poro, que dan origen a deslizamientos de taludes, sifonamientos de dique y/o cimientos, y licuación en caso de sufrir un movimiento sísmico natural o producido por explosiones en la zona de extracción.

1.2. Objetivo

1. Instrumentar y semi-automatizar dos permeámetros de carga constante.
2. Realizar pruebas de permeabilidad para caracterizar el comportamiento del coeficiente de permeabilidad en jales variando parámetros como la compacidad relativa y porcentaje de finos.
3. Revisar la diferencia que existe en los resultados de k según el procedimiento utilizado para su determinación.
4. Realizar una revisión del estado del arte en el tema.

1.3. Alcances de la investigación

1. Esta investigación pretende cubrir el estudio de jales provenientes de una presa del estado de Durango. Para la realización de la investigación se llevaron a cabo las siguientes actividades:
 - Recopilación bibliográfica sobre el tema.
 - Pruebas de laboratorio para la caracterización del tipo de material.
 - Ensayos en permeámetros de carga constante para conocer el comportamiento del coeficiente de permeabilidad al variar la compacidad de la muestra, esfuerzo de consolidación y la carga aplicada para el ensaye de permeabilidad.

Capítulo 2.

Marco teórico

2.1. Depósitos de jales

La minería es una de las actividades económicas de mayor tradición en México, que contribuye en gran medida con el desarrollo económico del país, suministrando insumos a una serie de industrias (construcción, metalúrgica, siderúrgica, química y electrónica). De acuerdo con información de la Dirección General de Minas, la industria minera nacional es mayoritariamente metálica, y se dedica principalmente a la producción de cobre, zinc, plata y plomo (Volke y Velasco, 2002).

En México la tradición minera se remonta a la época prehispánica, como lo muestra la explotación de yacimientos ubicados principalmente en las zonas de Taxco, Pachuca, Guanajuato y Querétaro, donde se encontraron vestigios de bocaminas. El periodo de la colonia se caracteriza por que la minería adquiere una gran relevancia económica y social. A nivel mundial, el auge de la minería mexicana se tradujo en un importante flujo de metales preciosos, especialmente plata, hacia los circuitos comerciales de Europa (Ramírez, 1884; Muñoz, 1986).

La minería genera una gran cantidad de productos primarios para poder satisfacer la demanda mundial de los mismos, sin embargo, esto implica una cantidad mayor de residuos como resultado de los procesos necesarios para poder obtenerlos. Los desechos mineros son el residuo industrial más abundante (Lottermoser, 2007). Los jales, llamados en México a los residuos mineros del proceso de molienda en una planta concentradora de mineral, son suelos de comportamiento viscoelástico muy complejo y de alta susceptibilidad a fenómenos como la erosión pluvial, la tubificación y la licuación provocada por un sismo o una explosión (Orozco, 2010).

Orozco (2014) menciona que anteriormente la mayoría de depósitos para jales se construían empíricamente e incluso, el agua corriente de los arroyos o ríos lavaban el material haciendo

desaparecer la obra. Ahora se exigen estudios previos y proyectos de diversa índole: geotécnicos, geofísicos, geoquímicos, geohidrológicos, hidrológicos, hidráulicos, ambientales, entre otros, tanto antes, durante y después de la construcción y operación simultáneas, así como para el cierre de estas obras.

Durante mucho tiempo la disposición de los jales se llevó a cabo en los alrededores de las minas, de acuerdo con lineamientos que no establecían criterios ambientales. Debido a esto, se convirtieron en fuentes potenciales de contaminación de zonas mineras que operaban sin medidas adecuadas de control y que han afectado los suelos y sedimentos de los alrededores, como resultado del contenido de elementos tóxicos y/o por su capacidad de generar drenaje ácido (Briseño, 2010).

Orozco (2010) plantea que a partir de 1993 se dio la importancia suficiente al tratamiento de los residuos mineros y a la construcción de obras para su almacenamiento, por tanto, en la época se publicó la primera versión en español del “Manual de Presas y Depósitos de Jales” por la Asociación de Minas y Metalurgistas y Geólogos de México A.C., AIMMGM.

La Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT) publicó en 2003 la norma que actualmente establece los lineamientos para tener un control de los depósitos de jales. Denominada NOM-141 establece el procedimiento para caracterizar los jales, las especificaciones y criterios para la caracterización y preparación del sitio, proyecto, construcción, operación y postoperación de depósitos de jales. Esta norma fue elaborada por un comité conformado por las Secretarías de Desarrollo Urbano y Ecología, Energía, Minas e Industria y otras instituciones, entre las cuales se encuentra el IIUNAM, la SMIG, la AI, la CFE y la CNA, por citar algunas.

Como consecuencia de que los depósitos de jales normalmente se construían y operaban simultáneamente siguiendo las prácticas que se transmitían por generaciones en las empresas mineras, no se tenía un proyecto o plan de trabajo definido, se llegaban a presentar derrames involuntarios que rápidamente conducían a la falla total o parcial de las cortinas, dependiendo de la rapidez con la que se enfrentara el problema. Generalmente las causas de fallas en depósitos de jales involucran: licuación, incremento acelerado de la altura del depósito, falla de la cimentación, altos niveles de agua en el depósito y flujo de agua excesivo (Lottermoser, 2007).

En México las principales fallas en los depósitos tienen que ver con deslizamientos masivos de jales por sismos intensos, con epicentros cercanos a los depósitos, y otros por la presencia de flujo interno de agua que provoca arrastre de partículas hacia la parte exterior de los taludes que no cuentan con ninguna protección. A nivel internacional, la pérdida de bordo libre por la capacidad insuficiente para regular escurrimientos pluviales hacia la presa y la falla de los conductos que transportan o están en

contacto con jales en suspensión, son de las causas que mayormente provocan accidentes en estas estructuras.

2.2. Elementos que conforman un depósito de jales

Un depósito de jales, se compone principalmente de los siguientes elementos (ICOLD, 1996 y ANCOLD, 2012)

- a) Sistema de conducción o transporte de jales.
- b) Estructura de confinamiento.
- c) Estructuras de captación, desvío y conducción de las aguas de lluvia, alrededor o a través del depósito.
- d) Sistema de disposición de los jales dentro del almacenamiento.
- e) Estructuras que permitan la evacuación del exceso de agua.
- f) Medidas para prevenir la erosión en la estructura de contención.

Sistema de conducción o transporte de jales: El transporte del material puede ser en forma de lodos o en estado semi seco. Las opciones para el sistema de transporte pueden ser (ANCOLD, 2014):

1. Tuberías (por gravedad o bombeo).
2. Canales o aforadores.
3. Descarga directa (al almacenamiento o en un canal natural que conduzca al almacenamiento).
4. Trasladado desde la planta de aprovechamiento hasta el deposito por medio de camiones o bandas.

Las primeras tres opciones son usadas para transportar material en forma de lodo, mientras que la última se utiliza cuando el material está en estado semi seco.

El diseño del sistema de transporte debe prever el uso de instrumentación, monitoreo, métodos de detección de fugas y extender métodos de contención para interruptores de línea o mal funcionamiento. La selección del sistema de transporte está generalmente basado en los costos de operación pero también llegan a influir otras consideraciones de diseño (ANCOLD, 2014).

Estructura de confinamiento: Se trata de una barrera que impide la migración del material depositado. Esta estructura suele ser la más costosa del depósito y requiere de mayor atención técnica. Los materiales para su construcción y el método constructivo depende del tipo, necesidad del proyecto, sitio seleccionado para su implementación, disponibilidad de materiales para su construcción, así como los enfoques económicos y operacionales particulares.

ICOLD (1996) clasifica las estructuras de confinamiento de la siguiente forma:

- I. Presa convencional con terraplén
- II. Terraplén convencional por etapas
- III. Terraplén por etapas con zona impermeable aguas arriba
- IV. Terraplén con zona impermeable de jales
- V. Terraplén con jales en zonas estructurales (aguas abajo, línea central y aguas arriba)
- VI. Construcción aguas arriba usando playa

La Norma oficial Mexicana NOM-141-SEMARNAT-2003 cataloga los depósitos de jales según el método constructivo como:

1. Aguas arriba:
 - a) Arena cicloneada
 - b) Espigas
 - c) Enrocamiento y arena cicloneada
 - d) Enrocamiento y espigas
2. Aguas abajo
 - a) Enrocamiento
 - b) Chimenea y delantal
 - c) Arena cicloneada y compactada
 - d) Enrocamiento y arena cicloneada
 - e) Enrocamiento y espigas
3. Concentración de sólidos
4. Presa convencional de sección graduada

Estructuras de captación, desvío y conducción de las aguas de lluvia, alrededor o a través del depósito: Este tipo de obras son concebidas previamente con un estudio hidrológico-hidráulico, con el fin de conocer el régimen de lluvias extraordinarias del sector, para un cierto período de retorno.

Estas obras pueden ser constituidas por canales alrededor o sobre la periferia del depósito, obras de recolección sobre los depósitos propiamente dicho, obras de drenaje bajo el material depositado y mediante la provisión de un túnel de inspección y drenaje, a través del flanco del depósito construido dentro de material rocoso competente.

Sistema de disposición de los jales dentro del almacenamiento: Para cualquier tipo de almacenamiento, es necesario utilizar un método de distribución eficiente del material. Los métodos de descarga típicos son (ICOLD, 1996; ANCOLD, 2014).

1. Disposición en forma de lodos
 - a. Subacuático.
 - b. Punto único de descarga
 - c. Espigoteo
 - d. Cicloneado
2. Disposición en estado semiseco
 - a. Jales prensados

Más adelante se ahondará en la descripción de los sistemas de disposición.

Estructuras que permitan la evacuación del exceso de agua: El objetivo durante la vida útil del embalse es por lo general mantener el nivel de agua lo más bajo posible (Comisión Europea, 2009). Las estructuras deben estar conectadas a una estructura de descarga que permita evacuar el líquido captado hasta la planta de extracción para su reuso o tratamiento antes de ser descargado a una fuente natural de agua. Por otro lado, el nivel efectivo de la obra de captación de agua puede ser regulado conforme al crecimiento del almacenamiento. La captación del agua que se encuentre sobre el almacenamiento puede efectuarse a través de:

1. Una torre vertical que funcione como vertedero de operación (ver Figura 2.1b),
2. Una captación inclinada apoyada usualmente en el terreno firme implantada en uno de los extremos del almacenamiento o también ocasionalmente en el extremo aguas arriba del terraplén.
3. Otra alternativa es el empleo de una bomba mecánica móvil, localizada en el propio almacenamiento (Figura 2.1a).

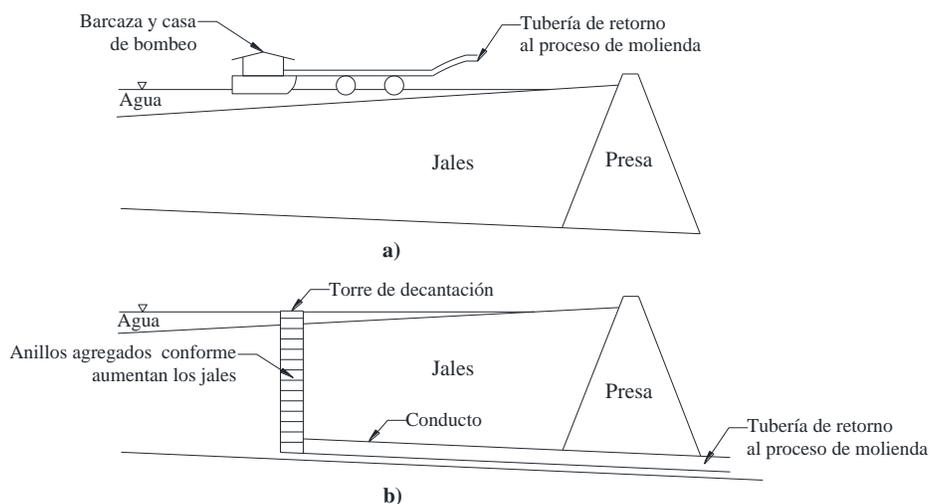


Figura 2.1 Métodos de recuperación de agua (Vick, 1990)

Medidas para evitar la erosión: Las principales causas de erosión en los depósitos de jales son la dispersión de partículas en el ambiente a causa de agentes eólicos y las debidas a la acción del flujo de agua que ocurre cuando las fuerzas resistentes del medio granular son menores que las fuerzas hidráulicas actuantes, tendiendo a la movilización y acarreo de las partículas por el flujo. Esta fuerza resistente dependerá de la cohesión, efecto de interacción entre partículas, gravedad específica de las partículas del suelo, así como también del tipo de protección de los taludes aguas abajo. Cuando un flujo de agua no uniforme se presenta en la obra terrea, los fenómenos de erosión se manifiestan en zonas con excesivos gradientes hidráulicos, en especial aguas abajo; estos fenómenos pueden ser tubificación, erosión interna, tunelado (partes no saturadas), sufusión y flotación (Richard, K. et al., 2007), pudiendo inclusive poner en riesgo la seguridad del depósito.

2.3. Técnicas para el depósito de jales

Disposición en forma de lodos

El transporte y disposición de los jales en forma de lodo, en la actualidad, es el método más empleado puesto que es económicamente atractivo y relativamente fácil de operar. Típicamente la disposición final de los jales conducidos como lodos se efectúa empleando los métodos que se describen a continuación (U.S. Environmental Protection Agency, 1994):

Subacuático. Es empleado en jales que contienen sulfuros que se pueden oxidar y son productores potenciales de ácidos. Para esto se restringe el oxígeno de los jales de una manera permanente ubicándolos en el fondo del agua previniendo así la oxidación y minimizando los problemas ambientales asociados con el drenaje del ácido.

Punto único de descarga. En esta técnica la descarga es directa desde el extremo abierto de la tubería de conducción de los lodos, hasta el sitio de almacenamiento (Figura 2.2). Este método se emplea a menudo para descargas aguas arriba de la cortina contenedora y el embalse, es decir, el punto de descarga no se ubica en la corona del terraplén de contención. Esta técnica no es apropiada cuando el estanque y la fracción fina de los jales deben mantenerse lejos de la presa. El punto de descarga será movido periódicamente a otra sección del terraplén, con el fin de prevenir elevaciones desiguales en la estructura construida.

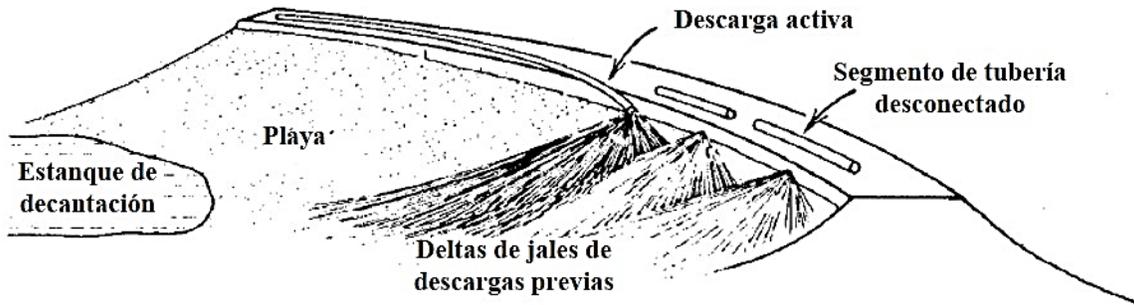


Figura 2.2 Punto único de descarga (modificado de Vick, 1990).

Espigoteo. Es una técnica de descarga de jales a través de tuberías pequeñas (espigas) que dan origen a múltiples puntos a intervalos regulares a lo largo de una línea de conducción principal (Figura 2.3). Proporciona depósitos más o menos uniformes, con lo cual teóricamente se logran playas con extensiones relativamente homogéneas. El espigoteo forma una playa poco profunda, donde el material más grueso sedimenta cerca de los puntos de descarga y la fracción fina es depositada progresivamente más lejos. Como producto de esta graduación heterogénea, la densidad, resistencia al esfuerzo cortante y permeabilidad de los sedimentos decrece con el incremento de la distancia al punto de descarga. Esta forma de disposición de los jales puede permitir el desarrollo de playas que proporcionen estabilidad estructural al terraplén principal, al mismo tiempo que ayuda a la disipación de la presión de poro desde el embalse al terraplén.

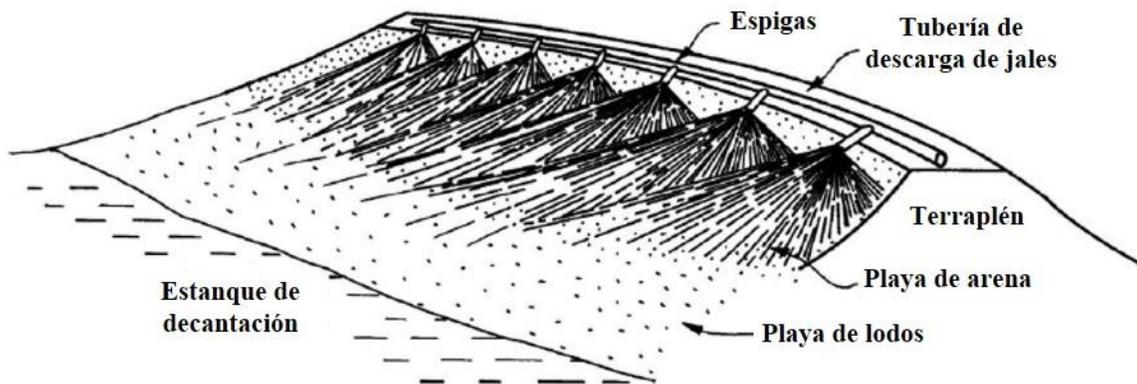


Figura 2.3 Descarga de jales, empleando espigas (modificado de Vick, 1990).

Cicloneado. Los ciclones son mecanismos mecánicos empleados para separar la fracción fina de la gruesa por medio de una acción centrífuga (ver Figura 2.4). El lodo entra a presión a estas unidades y la porción fina conjuntamente con el agua en exceso salen por la parte superior, conduciéndolas a otra sección de descarga. El material grueso desciende en espiral a través de una sección cónica depositándose en la parte inferior del ciclón, constituyendo el material que se podrá emplear en la construcción de la estructura. Se podrá controlar la granulometría y densidad del material grueso, con

el fin de poder ajustar los ciclones rutinariamente y obtener el material con las especificaciones deseadas. Básicamente el cicloneado puede ser:

- a) Estacionario. Consiste en la ubicación estratégica de un ciclón permanente o semi permanente de alta capacidad, localizado a menudo en un pilar del terraplén a una cota mayor que el proyecto final de la corona. El material grueso a ser empleado en la construcción de la estructura se almacena en una ubicación, requiriendo de maquinaria pesada para su transporte, disposición y compactación, lográndose materiales con buenas propiedades mecánicas. Por otro lado, el material fino y el agua, producto del cicloneado son bombeados, conducidos y depositados aguas arriba.
- b) Ciclones móviles. que se desplacen sobre el eje del terraplén, montados sobre torres, patines o suspendidos por grúas. La arena gruesa proveniente de los ciclones es descargada directamente en el terraplén en construcción. Una desventaja de este método es que el material al ser depositado libremente genera materiales con densidades bajas, con propiedades mecánicas deficientes.
- c) Celda hidráulica. Los jales son obtenidos de un ciclón permanente y transportados hasta celdas ubicadas en el terraplén, por medio de tuberías empleando agua producto del mismo proceso de cicloneado. Una vez en las celdas, el sólido es decantado y el agua es desalojada por el lado opuesto de la descarga; con maquinaria se puede compactar el material una vez culminada la sedimentación. Una ventaja de este método es la obtención de densidades altas por la deposición hidráulica y por su posterior compactación (Valenzuela, L., 2015).

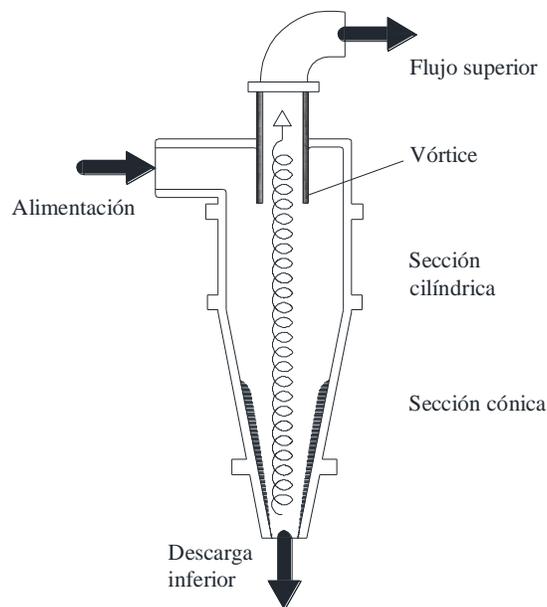


Figura 2.4 Esquema de un ciclón (modificado de Fell, 2005).

Disposición en forma semiseca.

Los avances en técnicas de deshidratación desarrolladas durante las últimas décadas, así como el desarrollo de filtros de alta capacidad que emplean vacíos o altas presiones mecánicas, presentan la oportunidad de disponer residuos mineros en condiciones no saturadas. El filtrado de los jales puede efectuarse por prensado, es decir empleando una batería de placas o cinturones dispuestos de manera horizontal o vertical que compactan el jal o también se puede efectuar el filtrado empleando vacío o equipos presurizados. Los relaves son recibidos desde los procesos de aprovechamiento con bajo contenido de sólidos (20 y 30%). Posteriormente al proceso de prensado, el contenido de sólidos se incrementa entre 60 y 65%, en caso de emplearse filtros, este valor puede incrementarse hasta en un 90%. El contenido final de agua puede variar entre 10 y 20%. El agua resultante es enviada a una planta de tratamiento y retorna al proceso industrial. Estos jales no saturados deben ser almacenados temporalmente hasta ser colocados en el sistema de transporte que usualmente puede ser empleando bandas transportadoras o por medio de maquinaria pesada mediante cargadores frontales u otro equipo similar para disponer el material en camiones (preferentemente cubiertos con lonas), que lo transportan hasta su disposición final, donde son descargados, extendidos y compactados.

2.4. Métodos constructivos.

Los métodos de construcción de presas de jales han sido desarrollados en gran medida a prueba y error (Welch, 1993), estas pueden ser obras de ingeniería muy importantes, incluso algunas de ellas se ubican entre las grandes del mundo (ICOLD, 1996). Los jales se almacenan generalmente en grandes volúmenes, confinados por un terraplén que puede ser construido con materiales permeables de preferencia o impermeables empleando los mismos jales, materiales no aprovechables en la mina, suelo o enrocado del sitio.

El tipo de presa y método constructivo más adecuado desde el punto de la seguridad, economía y protección del ambiente debe seleccionarse considerando (Orozco, 1995; Muhech, 1995; ICOLD, 1996)

- Considerando la ubicación de la presa de jales.
- Características físicas de los jales.
- Cantidad de arenas contenidas en el material.
- Cantidad de jales por almacenar, de la disponibilidad de materiales para construcción, de las reglamentaciones vigentes en el lugar.
- Características geológicas del sitio.
- Condiciones para la cimentación del depósito.

- Disponibilidad de mano de obra, de materiales, de energéticos, de equipos y recursos económicos
- Presencia humana en los alrededores
- Sensibilidad ambiental (flora y fauna)
- Hidrogeología
- Condiciones de erosión (viento, lluvia, etc.)

Los tipos de almacenamientos de jales se pueden clasificar de la siguiente manera (ICOLD, 1996):

1. Sitio de implantación
 - a. Trinchera existente
 - b. Llenado de un valle
 - c. Sitio diferente a un valle
2. Terraplén de confinamiento
 - a. Presa convencional de terraplén
 - b. Terraplén convencional por etapas
 - c. Terraplén por etapas con zona impermeable aguas arriba
 - d. Terraplén con zona impermeable de jales
 - e. Terraplén con jales en zonas estructurales
 - i. Aguas abajo
 - ii. Línea central
 - iii. Aguas arriba con ciclones
 - f. Construcción aguas arriba usando playa
 - i. Disposición con espigas
 - ii. Disposición sub aéreo
 - iii. Disposición con terrazas (paddock)

Método “aguas arriba”

Consiste en la construcción de un dique iniciador, los jales son descargados en la periferia desde la cresta formando una playa, posteriormente la playa se convierte en la cimentación de un segundo dique (Figura 2.5). El material grueso dispuesto en la corona forma bermas, mientras que la fracción fina con alto contenido de agua es conducida aguas arriba para formar el estanque. Las mayores ventajas de este método son los costos y la simplicidad de su construcción (Vick, 1990).

Sin embargo, el uso del método aguas arriba está limitado a condiciones muy específicas e incluye varias desventajas. Los factores que restringen el uso del método incluyen el control del nivel freático

en el depósito, la capacidad de almacenamiento de agua y la susceptibilidad a la licuación dinámica (Vick, 1990).

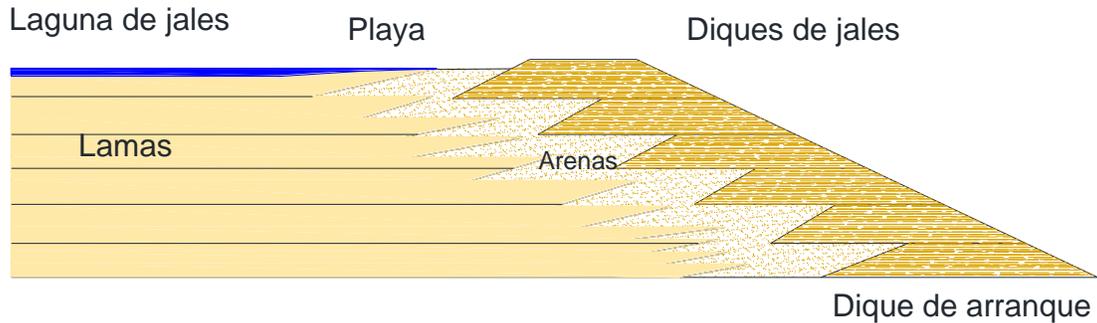


Figura 2.5 Método "aguas arriba" (Modificado de Welch, 1993).

Método "aguas abajo"

En la Figura 2.6 se presenta el método de aguas abajo, que consiste en la construcción de un dique inicial, posteriormente el aumento de altura del depósito se logra mediante la colocación de diques aguas abajo al dique previo. Este método permite incorporar medidas estructurales dentro del terraplén (e.g. un corazón impermeable y drenes). La mayor desventaja de este tipo de construcción es la gran cantidad de material que se requiere para el relleno del dique, lo que implica altos costos (Vick, 1990).

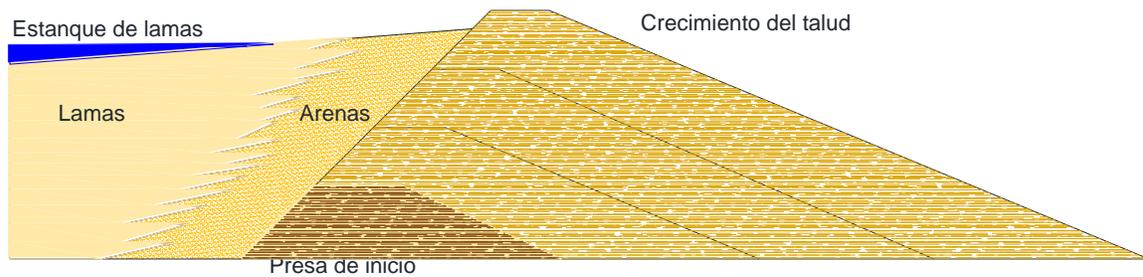


Figura 2.6 Método "aguas abajo"(Modificado de Welch, 1993).

Método "línea central"

El método de línea central es un arreglo entre los dos métodos anteriores. Esencialmente mantiene una corana vertical por encima de la corona del terraplén de arranque. Los jales son colocados en la periferia por espigoteo desde la cresta del dique para formar la playa (Figura 2.7). La disposición de jales en el embalse estabiliza el talud aguas arriba de la corona y la sección aguas abajo se construye con tierra, enrocado o arena cicloneada (Vick, 1990).

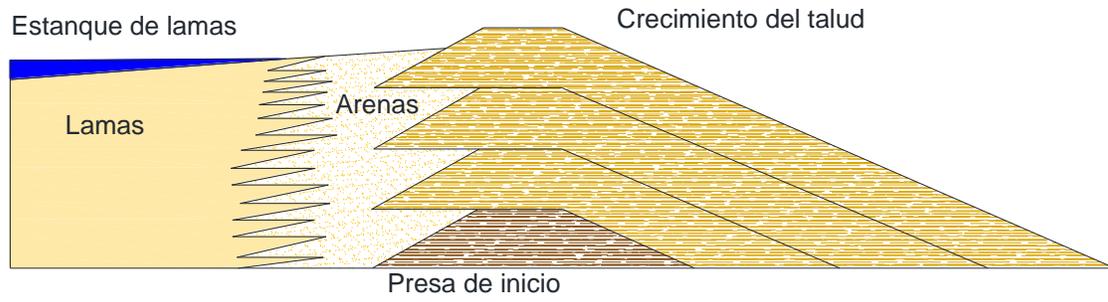


Figura 2.7 Método "línea central"(Modificado de Welch, 1993).

Capítulo 3.

Coeficiente de permeabilidad de jales

3.1. Ley de Darcy

El agua fluye a través de los suelos debido a un gradiente en la carga hidráulica h , que se expresa con la ecuación de Bernoulli

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma_w} + z \quad \text{Ec. 1}$$

En problemas de flujo de agua a través de los suelos la velocidad del fluido es muy pequeña por lo que generalmente la carga de velocidad se desprecia y la carga hidráulica se puede expresar como

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + z \quad \text{Ec. 2}$$

En la Figura 3.1 se ilustra la energía total, en donde a y b representan dos puntos en una línea de flujo en un suelo. La carga de elevación está dada por la posición vertical de cada punto respecto a un plano horizontal de referencia. En cada punto se coloca un tubo piezométrico para conocer el nivel que ascendió el agua en esos puntos. El nivel de agua a en el piezómetro define la carga de presión, u_a/γ_w , donde u_a es la presión de poro en el punto a . Independientemente del valor relativo de la carga de posición o presión en el punto a y b , el agua sólo puede fluir si h_a difiere de h_b , y la pérdida de carga entre a y b es

$$\Delta h = h_a - h_b \quad \text{Ec. 3}$$

El índice de pérdida de carga hidráulica a través del suelo está definida como el gradiente hidráulico,

$$i = \lim_{\Delta s \rightarrow 0} \frac{\Delta h}{\Delta s} = \frac{dh}{ds} \quad \text{Ec. 4}$$

donde Δs es la distancia aparente entre los puntos a y b .

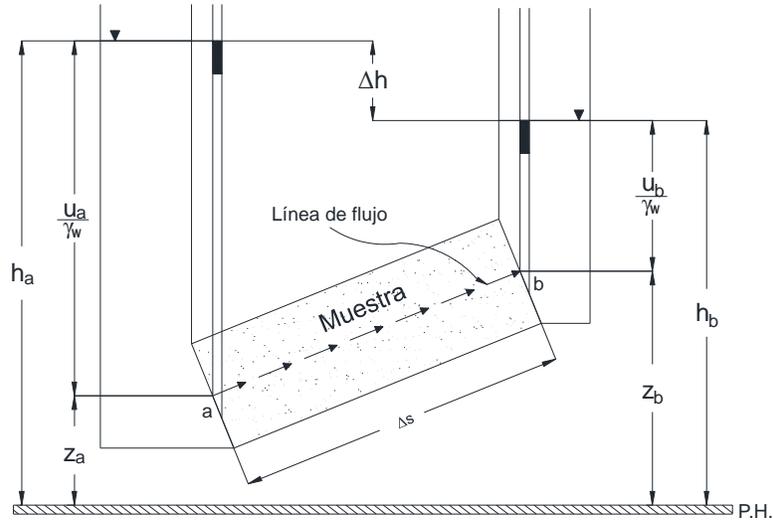


Figura 3.1 Carga hidráulica y carga piezométrica asociada a una línea de flujo a través de un suelo (modificado de Terzaghi, 1967).

En 1856 Darcy demostró experimentalmente que la velocidad del fluido a través de un medio poroso era directamente proporcional al gradiente hidráulico que producía el flujo.

$$v \propto i \quad \text{Ec. 5}$$

por lo tanto

$$v = Ci \quad \text{Ec. 6}$$

donde C , es una constante que involucra las propiedades del fluido y del material poroso, se determina en ensayos donde el fluido permeante es agua. El valor de esta constante C es conocida como coeficiente de permeabilidad y se le da el símbolo de k .

3.2. Coeficiente de permeabilidad de suelos

La permeabilidad de un suelo es una medida de la facilidad con la que un líquido fluye a través de él. El coeficiente de permeabilidad (o conductividad hidráulica cuando el fluido que circula por el medio poroso es agua) es una constante física de proporcionalidad que define la relación entre la velocidad de descarga y el gradiente hidráulico. Dado que el gradiente hidráulico es adimensional, el coeficiente de permeabilidad se expresa en unidades de velocidad, ejemplo m/s, cm/s, etc. (Terzaghi y Peck, 1967).

La permeabilidad de un suelo depende no solo de las propiedades del material poroso, sino también de las propiedades del líquido (Juárez), diferentes autores (Terzaghi y Peck, 1967; Head, 1985; Mitchell, 2005; Muni Budhu, 2011) describen que entre los factores que pueden afectar k se encuentran:

- 1. Grado de saturación:** En las mediciones de permeabilidad es necesario conocer si los vacíos están llenos de agua. Las burbujas de aire pueden bloquear los canales de infiltración entre las partículas, mostrando una disminución importante de la permeabilidad. Si el grado de saturación es menor del 85% puede invalidar la ley de Darcy (Head, 1982).
- 2. Relación de vacíos:** La forma en que se coloca o compacta un suelo tiene un efecto considerable en el tamaño y la disposición de los vacíos entre partículas, y por lo tanto de la permeabilidad (Head, 1982); sin embargo, dos suelos con la misma relación de vacíos pueden tener diferentes permeabilidades (Muni Budhu, 2011).
- 3. Distribución del tamaño de las partículas (granulometría):** La permeabilidad de un suelo granular está influenciada por la distribución del tamaño de partícula y especialmente por las partículas finas. Entre más pequeñas son las partículas, más pequeños los vacíos que hay entre ellas, y por lo tanto la resistencia al flujo de agua aumenta (Head, 1982).
- 4. Forma, orientación y textura de las partículas:** Partículas alargadas o no uniformes crean trayectorias de flujo más irregulares que aquellas que son casi esféricas. Las partículas con una textura rugosa proporcionan mayor resistencia al flujo debido a la fricción que se genera entre la partícula y el fluido, a diferencia de partículas con texturas lisas (Head, 1982).
- 5. Distribución del tamaño y conectividad de los poros (El arreglo geométrico de los elementos estructurales):** La distribución espacial de las partículas y grupos de partículas, así como de los poros del suelo, modifican de manera sustancial la permeabilidad. Es importante considerar tres niveles de arreglo geométrico de los elementos estructurales cuando se habla de la conductividad hidráulica de los suelos.

La microestructura consta de la agrupación de partículas y poros muy pequeños, con tamaño de aproximadamente 1 μm , entre los cuales fluye muy poco el agua. La miniestructura es un ensamble entre estos grupos, estos nuevos elementos pueden tener diámetros de varias decenas de micrómetros y permite que el líquido fluya con mayor facilidad. En una escala mayor se puede hablar de una macroestructura en la que se consideren grietas, fisuras, laminaciones o cavidades a través de los cuales el flujo es mucho mayor que el que se presenta en poros entre las partículas.
- 6. Composición química y viscosidad del líquido permeante (naturaleza del fluido):** Las propiedades del fluido (peso volumétrico, viscosidad, etc.) afectan la permeabilidad, aunque generalmente cuando se habla de k , se supone el líquido permeante es agua (Head, 1982).
- 7. La composición mineralógica:** En los suelos de grano fino la composición mineralógica es un factor adicional debido al espesor de la doble capa de agua adsorbida y por lo tanto el tamaño efectivo de los poros varía (Head, 1982).

8. **El estado de esfuerzos efectivos:** Varios parámetros del suelo cambian al modificarse el estado de esfuerzos efectivos, así que la permeabilidad puede cambiar en forma importante.
9. **Tipo de flujo:** Una de las hipótesis en las que se basa la ley de Darcy es que el flujo de agua es laminar. Superando la velocidad crítica el flujo se convierte en turbulento y la ley de Darcy ya no es válida (Head, 1982).
10. **La temperatura:** Para el agua la densidad varía poco en rango de temperatura de entre 0 y 40 °C, pero la viscosidad disminuye en un factor de 3 veces en ese intervalo (Head, 1982). En los suelos arcillosos la temperatura afecta el espesor de la doble capa (Mitchell, 2005).

En la mayoría de los problemas de flujo de agua la atención se dirige más al análisis que a la determinación del valor de k . Esto es lamentable, ya que ninguna otra característica de importancia en los problemas geotécnicos probablemente exhiba una gran variedad de valores, hasta 10 órdenes de magnitud, desde los suelos de granos más gruesos hasta muy finos, o mostrar tanta variabilidad en el yacimiento, como se observa en la conductividad hidráulica. Algunos suelos presentan 2 o 3 órdenes de magnitud de variación de la conductividad hidráulica como resultado de cambios en el arreglo geométrico de la microestructura, la relación de vacíos y contenido de agua (Mitchell, 2005).

3.3. Determinación del coeficiente de permeabilidad

Pruebas de laboratorio

Los principales tipos de aparatos para determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo que se utilizan en laboratorio son el permeámetro de carga constante y el de carga variable (Terzaghi, 1967; Fell, 2015). En cualquiera de los dos tipos de permeámetro se pueden ensayar todo tipo de suelos. Sin embargo, se recomienda que para suelos de alta a mediana permeabilidad se recurra al equipo de carga constante, arenas y gravas, mientras que para suelos de permeabilidad muy baja se utilice el permeámetro de carga variable, limos, arenas finas y algunas arcillas (Terzaghi 1967; Fell 2015).

Permeámetro de carga constante

La prueba en este equipo consiste en medir el volumen de agua V que fluye a través de la muestra de suelo de área transversal A en un tiempo t . La muestra se somete a una carga hidráulica Δh , la cual permanece constante durante el ensaye (ver Figura 3.2).

La determinación del coeficiente de permeabilidad en este equipo se hace a partir de la ley de Darcy y la ecuación de continuidad, teniendo que:

$$Q = \frac{V}{t} = vA$$

Sustituyendo la Ecuación 6 en Ec. 7:

$$\frac{V}{t} = kiA$$

Despejando k se obtiene:

$$k = \frac{VL}{\Delta hAt} \left[\frac{cm}{s} \right]$$

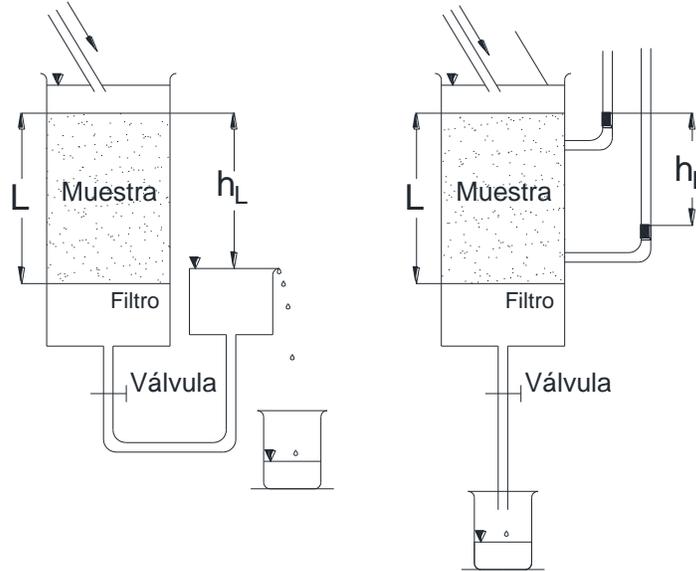


Figura 3.2 Permeámetro de carga constante (modificado de Terzaghi, 1967).

Permeámetro de carga variable

Se mide el volumen de agua V , que pasa a través de la muestra de suelo de área transversal A . Se aplica una carga hidráulica que es variable durante el ensaye; por tanto, se tiene lecturas de una h_1 en el tiempo t_1 y h_2 para un t_2 (ver Figura 3.3).

Según la ley de Darcy, considerando un tiempo dt , la cantidad de agua que atraviesa la muestra será:

$$dV = kA_2 i dt = kA_2 \frac{h}{L} dt$$

Al mismo tiempo, en el tubo vertical, el agua tiene un descenso dh y el volumen de agua que atravesó la muestra en el tiempo dt se expresa:

$$dV = -A_1 dh$$

Las Ecuaciones 10 y 11 se refieren a lo mismo, por lo tanto pueden igualarse:

$$kA_2 \frac{k}{L} dt = -A_1 dh$$

Al efectuar la integración entre los límites h_1 y h_2 para h y t_1 y t_2 para t :

$$-A_1 \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{kA_2}{L} \int_0^t dt$$

$$k = \frac{LA_1}{A_2(t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2} = 2.3 \frac{LA_1}{A_2(t_2 - t_1)} \log \frac{h_1}{h_2}$$

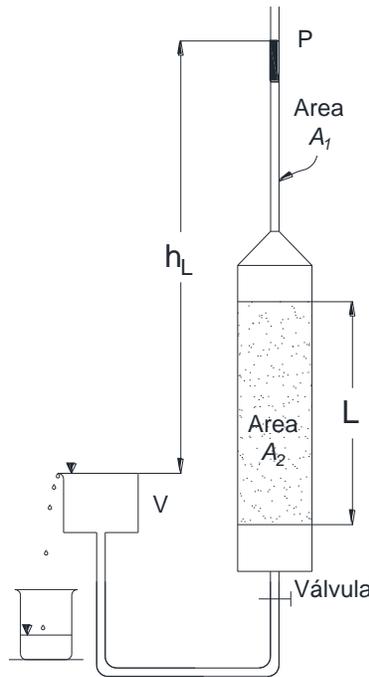


Figura 3.3 Permeámetro de carga variable (modificado de Terzaghi, 1967).

Permeámetro de pared flexible

Un permeámetro de pared flexible es aquel en que la muestra queda envuelta en una membrana de látex sujeta con arosellos a un pedestal y cabezal que se coloca en el interior de una cámara de confinamiento. La prueba consiste, al igual que los casos anteriores, en medir el volumen de agua que pasa por la muestra de suelo en un área transversal A en un tiempo t (ver Figura 3.4).

La diferencia de este permeámetro es que se puede aplicar una presión de confinamiento a la muestra, saturar mediante contrapresión, realizar ensayos bajo carga constante o carga variable, el ensayo se puede realizar bajo condiciones de esfuerzos efectivos controlados, aplicar un amplio rango de

gradientes hidráulicos, y según el arreglo que tenga la cámara se puede ensayar bajo condiciones de consolidación isótropa o anisótropa y ensayos con flujo vertical o radial.

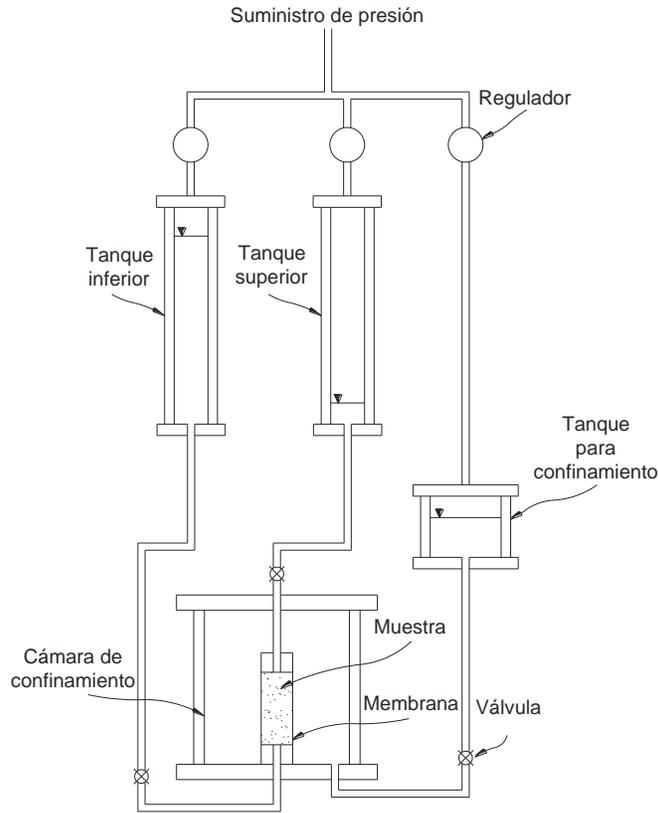


Figura 3.4 Permeámetro de pared flexible.

Al realizar pruebas de permeabilidad en laboratorio es importante considerar que:

- Los permeámetros y concretamente el de carga variable, pueden usarse sólo en suelos relativamente permeables, generalmente arenas y limos o mezclas de esos materiales, no plásticos.
- Cuando el flujo de agua es descendente, debe tenerse cuidado en impedir la formación de una nata limosa sobre la superficie de la muestra, lo cual sucede cuando la superficie superior se perturba bajo el agua y se permite la sedimentación del material desprendido.
- Las probetas a ensayar deben ser pequeñas:
 - Pueden ejecutarse más pruebas en menor lapso de tiempo.
 - Las muestras grandes se rompen con mucha frecuencia en la manipulación, mientras que las pequeñas son menos deleznales y quebradizas, pues aún por presión capilar, una arena tiene características favorables.

Métodos indirectos

Hazen (1911) desarrolló una fórmula para estimar la conductividad hidráulica en arenas, y debido a su simplicidad ha sido ampliamente utilizada. La estimación del valor de permeabilidad fue propuesta para arenas sueltas y era frecuentemente utilizada para estimar la conductividad hidráulica de jales (Mittal y Morgenstern 1975; Mabas et al., 1977; Volpe 1979; Fell et al., 1993).

$$k = C_H D_{10}^2 \tag{Ec. 7}$$

Donde C_H es un coeficiente empírico y D_{10} , corresponde al diámetro del tamiz por el cual pasa el diez por ciento de las partículas de la muestra de suelo. Esta es una fórmula extremadamente aproximada, que puede predecir permeabilidades con un amplio error.

Una relación frecuentemente citada fue propuesta por Kozeny (1927) basada en el flujo a través de canales abiertos y posteriormente modificada por Carman (1937, 1956) que introdujo el concepto de radio hidráulico, el cual representa las características geométricas del sistema poroso. La ecuación resultante es conocida como Kozeny – Carman, aunque estos autores nunca publicaron juntos. La ecuación fue desarrollada después de considerar el material poroso como un ensamble de tubos capilares para los que la ecuación de Navier-Stokes puede ser utilizada. Esta da la permeabilidad en función de la porosidad (o relación de vacíos e), la superficie específica S_o , y un factor C que toma en cuenta la forma e irregularidad de los canales.

$$k = C \frac{g}{\mu_w \rho_w} \frac{e^3}{S_o^2 D_R^2 (1 + e)} \tag{Ec. 8}$$

Donde g es una constante gravitacional, μ_w es la viscosidad dinámica del agua, ρ_w densidad del agua, ρ_s es la densidad de sólidos y D_R es el peso específico de sólidos ($D_R = \rho_s / \rho_w$).

Se ha demostrado que esta fórmula es más precisa que la desarrollada por Hazen (Carrier, 2003), pero debido a la dificultad para medir la superficie específica la expresión no ha sido ampliamente usada, aunque existen métodos para estimarla a partir de la curva granulométrica. Para partículas esféricas uniformes de diámetro d , se determinó que la superficie específica por unidad de volumen (S_o) sería igual a (Carrier, 2003):

$$S_o = \frac{(\pi D^2)}{\frac{\pi D^3}{6}} = \frac{6}{D} \tag{Ec. 9}$$

Incluyendo un factor de corrección según la forma de la partícula (SF) y obteniendo un diámetro efectivo (D_{eff}), como un promedio ponderado de la curva granulométrica, es posible estimar S_o de la siguiente forma (Carrier, 2003).

$$S_o = \frac{SF}{D_{eff}} \quad \text{Ec. 10}$$

$$D_{eff} = \frac{100\%}{\left[\sum \frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \cdot D_{si}^{0.595}} \right]} \quad \text{Ec. 11}$$

Donde SF es el factor de forma, f_i porcentaje retenido en la malla i , D_{li} es el diámetro de la malla superior, D_{si} diámetro de la malla inferior.

Finalmente, utilizando agua destilada a 20°C y tomando un valor de C igual a 5, el coeficiente de permeabilidad con la ecuación de Kozeny-Carman se determina con la siguiente ecuación

$$k = 1.99 \times 10^4 \cdot \left\{ \frac{100\%}{\left[\sum \frac{f_i}{D_{li}^{0.404} \cdot D_{si}^{0.595}} \right]} \right\}^2 \cdot \left(\frac{1}{SF^2} \right) \cdot \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \quad \text{Ec. 12}$$

En el pasado el cálculo del diámetro efectivo era complejo y requería más tiempo del necesario para utilizar la fórmula de Hazen. En la actualidad el desarrollo computacional permite programar el método y hacer los cálculos de manera más rápida (Carrier, 2003)

3.4. Coeficiente de permeabilidad en jales

Una de las propiedades más importantes para establecer un diseño de un depósito de jales es la conductividad hidráulica saturada, la cual tiene influencia en el comportamiento de consolidación del material, las condiciones de flujo de agua en los residuos y a través del dique, y la migración de agua y contaminantes al agua subterránea (Bussièrè, 2004).

La magnitud de algunos depósitos de jales hace imprescindible evaluar los efectos de las altas presiones de confinamiento en el comportamiento y las propiedades geotécnicas de los materiales granulares que constituyen la presa, tales como permeabilidad, compresibilidad y la resistencia al cortante en arenas (Valenzuela, 2015). Diferentes autores han desarrollado trabajos de investigación para determinar el rango de valores que tiene la permeabilidad en diferentes tipos de jales, para esto llevaron a cabo trabajos de laboratorio con diferentes técnicas que a su vez son comparadas con valores obtenidos por estimaciones. Otros autores se han dedicado al estudio de la influencia que tiene la permeabilidad en el comportamiento de los depósitos de jales. A continuación se mencionan algunos de los trabajos que se han realizado en el estudio de la conductividad hidráulica de los jales.

Más que ninguna otra propiedad ingenieril de los jales, la permeabilidad es difícil de generalizar, la permeabilidad promedio varía entre 5 y más ordenes de magnitud, desde 10^{-2} cm/s para arenas

gruesas limpias hasta 10^{-7} cm/s para lodos consolidados. La permeabilidad varía en función de la granulometría, plasticidad, método de colocación y la profundidad del depósito (Vick, 1990).

Cancela (1987) realizó pruebas de laboratorio para determinar propiedades jales, en el caso de la permeabilidad empleó diferentes técnicas para su determinación. Los ensayos se llevaron a cabo en un permeámetro de carga constante y en la celda Rowe y de manera indirecta efectuó estimaciones a partir de las curvas de consolidación y aplicando la fórmula de Hazen.

Cancela estudió material de dos sitios diferentes. En la Tabla 3.1 se muestran los resultados para el material el cual ensayó en un permeámetro de carga constante de pared rígida y de pared flexible.

Tabla 3.1 Coeficiente de permeabilidad obtenido con permeámetro de carga constante (Cancela, 1987).

Ensayo	Tipo de pared	σ' [kg/cm ²]	k_v [cm/s]
1	Rígida	0.4	7.87×10^{-5}
1	Rígida	1.6	8.34×10^{-5}
2	Flexible	0.4	5.54×10^{-5}
2	Flexible	0.8	3.42×10^{-5}
3	Flexible	0.4	5.72×10^{-5}
3	Flexible	3	3.90×10^{-5}

En las Tabla 3.2 se presentan los valores obtenidos para muestras de una mina en la ciudad de Huelva (sur de España) tomadas de los lodos del punto de vertido y a diferentes distancias de éste calculadas con la fórmula de Hazen y con estimaciones a partir de las curvas de consolidación.

Tabla 3.2 Resultados del coeficiente de permeabilidad para diferentes esfuerzos efectivos (Cancela, 1987).

Muestra	Porcentaje de finos %	D_{10}	Hazen k_v [cm/s]	Estimación de permeabilidad a partir de curvas de consolidación, k_v (cm/s)			
				$\sigma'=1.5$ [kg/cm ²]	$\sigma'=3.0$ [kg/cm ²]	$\sigma'=6.0$ [kg/cm ²]	$\sigma'=12.0$ [kg/cm ²]
M-1	23	0.02	4.00×10^{-4}	-	8.98×10^{-6}	2.33×10^{-5}	5.57×10^{-6}
M-2	18	0.032	1.00×10^{-3}	-	1.46×10^{-5}	3.85×10^{-5}	2.72×10^{-6}
M-3	65	0.01	1.00×10^{-4}	2.79×10^{-5}	5.67×10^{-5}	4.11×10^{-5}	9.45×10^{-6}
M-4	35	0.021	4.40×10^{-4}	4.04×10^{-4}	4.80×10^{-5}	6.30×10^{-6}	-
M-5	69	0.01	1.00×10^{-4}	9.25×10^{-5}	-	1.50×10^{-5}	6.10×10^{-6}
M-6	72	0.0018	3.24×10^{-6}	-	2.69×10^{-5}	5.20×10^{-5}	3.62×10^{-6}
M-7	74	0.003	9.00×10^{-6}	9.84×10^{-5}	4.65×10^{-5}	2.60×10^{-5}	1.11×10^{-5}
M-8	77	0.0028	7.84×10^{-6}	-	8.23×10^{-5}	2.25×10^{-5}	1.95×10^{-6}

La influencia de la relación de vacíos en la permeabilidad de jales ha sido estudiada ampliamente en el laboratorio. En la Figura 3.5 se muestran las relaciones entre la relación de vacíos y la permeabilidad media para una variedad de jales. Aunque la permeabilidad promedio varía en gran medida, el cambio al disminuir la proporción de vacíos es consistente para la mayoría de las arenas de jales y limos de baja plasticidad.

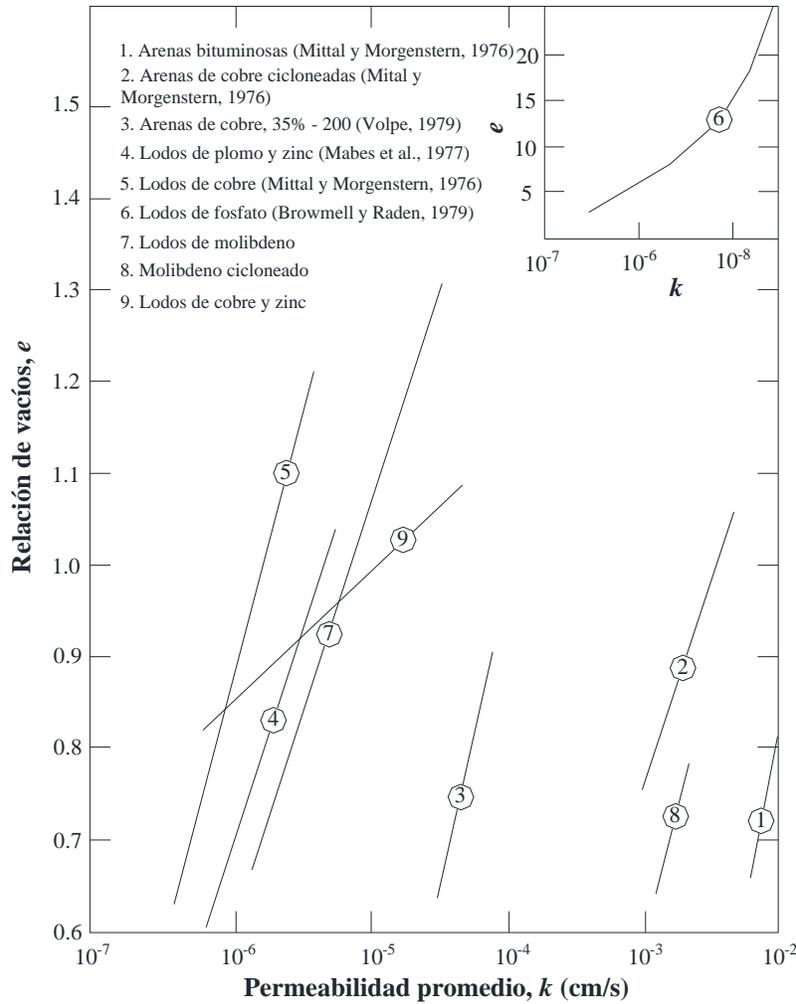


Figura 3.5 Variación de la permeabilidad promedio en función de la relación de vacíos (modificado Vick, 1990).

Durante el intervalo de relaciones de vacíos encontrados con la profundidad en la mayoría de los depósitos, las arenas pueden mostrar una disminución de permeabilidad de alrededor de un factor de 5. La permeabilidad de lodos, por otro lado, puede disminuir aproximadamente en un factor de 10, debido a su mayor compresibilidad. Como resultado de la disminución de k_v por la formación de las capas de material, que generalmente controlan la permeabilidad vertical, la relación de anisotropía k_h/k_v puede tender a aumentar con la profundidad en un depósito de arenas intercaladas con limos (Vick, 1990).

Aubertin et al. (1996) llevaron a cabo pruebas de laboratorio a cuatro muestras de jales de diferentes minas en Quebec, de las que se extraen cobre, zinc, plomo, oro, plata y uranio. Las pruebas de permeabilidad se realizaron en permeámetros de pared rígida bajo condiciones de carga constante y carga variable. Se verificó que ambos métodos proporcionaron los mismos valores de k_v . Estos

resultados fueron cotejados exitosamente con pruebas realizadas en permeámetro de pared flexible (Aubertin et al., 1995). Los resultados se presentan en la Figura 3.6, con los valores del coeficiente de permeabilidad en función de la relación de vacíos, como se puede observar, los valores de k_v están entre 10^{-4} y 10^{-6} cm/s.

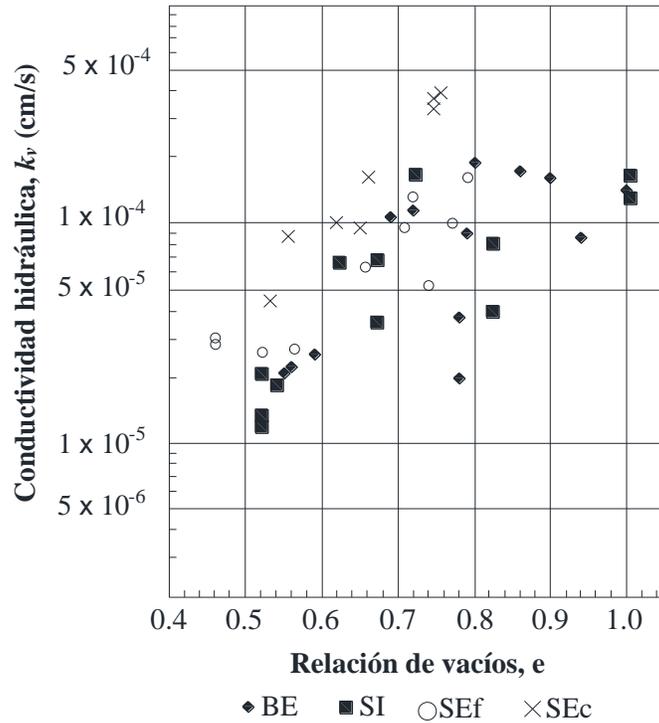


Figura 3.6 Resultados de ensayos de permeabilidad (modificado de Aubertin et al., 1996)

Qiu y Sego (2001) examinaron las propiedades básicas de jales de cuatro minas diferentes (mina de cobre, oro, carbón) arenas bituminosas consolidadas), que representaban un amplio rango de materiales. Las pruebas se realizaron en una cámara triaxial. La conductividad hidráulica vertical se midió para cada incremento de esfuerzo, aplicando una carga hidráulica constante a través de la muestra. Para saturar las muestras se colocó el material en un cilindro de desaireado y se aplicó un vacío de 60 kPa, al mismo tiempo que el cilindro era agitado con ayuda de una mesa vibradora. El material se vertió en la cámara de consolidación aplicando succión al cilindro y a la cámara durante el proceso, los resultados obtenidos por estos investigadores se muestran en la Tabla 3.3 y Figura 3.7.

Tabla 3.3 Resultados obtenidos por Qiu y Sego (2001).

Tipo de jal	G_s	Porcentaje de finos [%]	Clasificación SUCS	k_s [cm/s]
Cobre	2.75	31.3	SM	$4.5 \times 10^{-5} - 9.8 \times 10^{-5}$
Oro	3.17	81.3	ML	$2.7 \times 10^{-5} - 6.7 \times 10^{-5}$
Carbón	1.94	66.4	CL	$4.0 \times 10^{-7} - 1.1 \times 10^{-5}$
CT	2.6	21.2	SM	$2.2 \times 10^{-7} - 6.3 \times 10^{-7}$

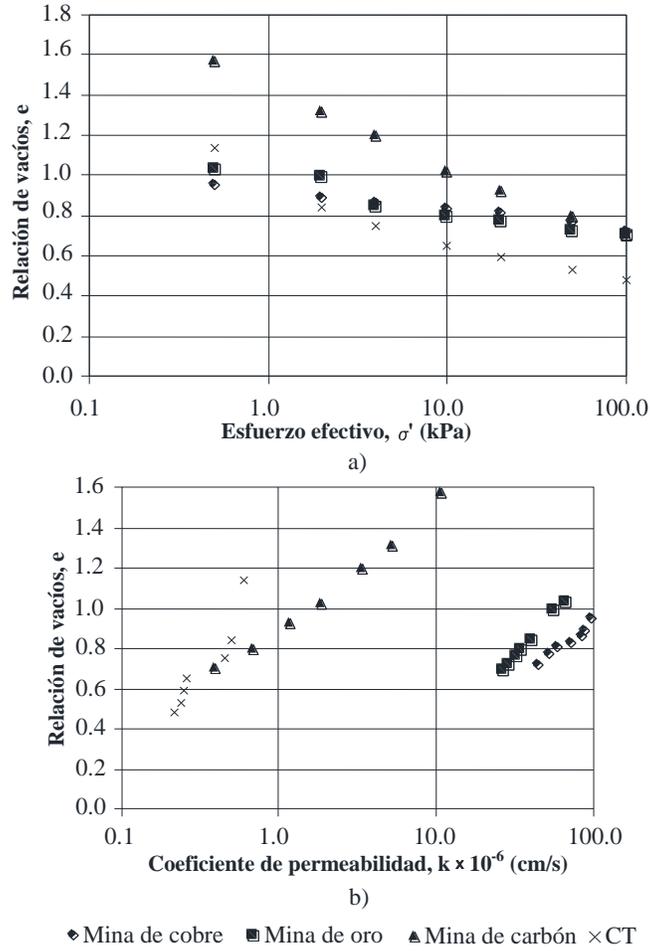


Figura 3. 7 Relación de vacíos en función d a) esfuerzo efectivo b) conductividad hidráulica (modificado de Qiu y Sego, 2001).

Femi et al. (2001) desarrollaron una investigación para evaluar la eficiencia de un dique de enrocamiento para atrapar los sedimentos suspendidos en el depósito de jales y determinar la necesidad de un filtro de arena dentro del dique. Utilizaron un permeámetro de carga constante para muestras de 10.2 cm de diámetro y 15 cm de alto. Se llevaron a cabo un total de cinco pruebas variando los parámetros del flujo de agua a través de la muestra, en la Tabla 3.4 se presentan los resultados.

Tabla 3.4 Resultados obtenidos por Femi et al. (2001).

Numero de ensaye	Gradiente hidráulico i	Permeabilidad k_v [cm/s]
SA-1	0.045	1.0×10^{-2}
SA-2	0.338	2.3×10^{-2}
SA-3	0.23	2.9×10^{-2}
SA-4	0.352	2.6×10^{-2}
SA-5	0.385	2.4×10^{-2}

Flores et al. (2002) utilizaron el equipo triaxial para determinar el coeficiente de permeabilidad en jales con 48% de finos. Circularon agua a través de la muestra con carga hidráulica constante y con flujo en sentido ascendente. Los datos se registrados fueron aquellos en que el flujo era establecido, es decir cuando el agua que entra es igual a la que sale. El valor del coeficiente k_v se encontró entre 2.1×10^{-5} y 1×10^{-6} cm/s (ver Figura 3.8). Los autores observaron que las relaciones de vacíos que obtuvieron en la prueba de permeabilidad fueron menores a los determinados en la etapa de compactación, lo cual les indico que aunque buscaron que la fuerza de flujo fuese pequeña, llego a alterar la estructura inicial de la probeta y reducir en mayor medida la relación de vacíos con la que montaron el espécimen.

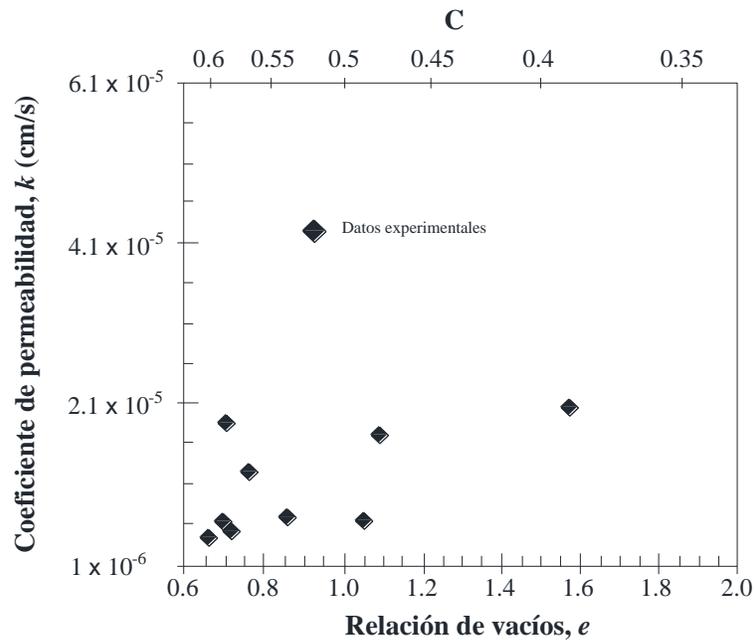


Figura 3.8 Variación del coeficiente de permeabilidad en material con 48 %F (modificado de Flores et al., 2002).

Bussièrè (2004) recopiló una serie de valores de k_v obtenidos por diferentes investigadores que realizaron pruebas en laboratorio en muestras homogenizadas (remoldeadas) y en inalteradas (véase Tabla 3.5). Bussièrè observó que los valores de k_v para muestras remoldeadas usualmente están entre 1×10^{-4} y 1×10^{-6} cm/s para jales de granos finos (ML) y entre 1×10^{-2} y 1×10^{-4} cm/s para jales de granos gruesos (SM, SP o SW). El rango de la conductividad hidráulica vertical en muestras inalteradas varía en un rango de 1×10^{-4} y 1×10^{-7} cm/s; las muestras homogenizadas son más permeables que las inalteradas, esto puede en gran parte ser debido a capas delgadas de materiales de grano fino en las muestras inalteradas que limitan el flujo vertical de agua. Sin embargo, estas partículas finas tienen un menor impacto cuando están mezcladas en toda la muestra.

Tabla 3.5 Resultados de laboratorio de conductividad hidráulica saturada en muestras remoldeadas y no alteradas (Bussière, 2004).

k_{sat} [cm/s]	e	Equipo utilizado	Clasificación SUCS	Referencia
Muestras reconstituidas				
1.3×10^{-4}	0.55	Permeámetro de pared rígida	ML	Guerra 1973
$1 \times 10^{-2} - 5 \times 10^{-3}$	0.65-1.10	Permeámetro de pared rígida	SM-ML	Mittal y Morgenstern 1975
$1 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-7}$	0.60-1.25	Odómetro	SM-ML	Mittal y Morgenstern 1975
$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-6}$	0.45-1.20	Odómetro	ML	Mabes et al. 1977
$6 \times 10^{-3} - 2 \times 10^{-4}$	0.50-1.10	Permeámetro de pared rígida	SP	Nelson et al. 1977
$1 \times 10^{-5} - 7 \times 10^{-7}$	1.20-1.70	Permeámetro de pared flexible	ML	Matyas et al. 1984
$8 \times 10^{-2} - 5 \times 10^{-3}$	0.70-0.80	-	SP	-
$6 \times 10^{-4} - 4 \times 10^{-6}$	-	-	SM-ML	Chen et al. 1988
$1.5 \times 10^{-5} - 7 \times 10^{-6}$	0.68-1.14	Odómetro	ML	Barbour et al. 1993
$1 \times 10^{-4} - 3 \times 10^{-6}$	0.48-0.85	Odómetro	ML	Bussière 1993
$5 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-5}$	0.50-1.00	Permeámetro de pared rígida	ML	Aubertin et al. 1996
5×10^{-4}	0.87	Permeámetro de pared rígida	SM-ML	Bussière 1998
3×10^{-5}	0.8	-	ML	-
$4.5 \times 10^{-5} - 9.8 \times 10^{-5}$	0.50-1.60	Odómetro	SM-ML	Qiu y Segó 2001
$2.7 \times 10^{-5} - 6.7 \times 10^{-5}$	0.50-1.60	-	ML	-
1.2×10^{-5}	0.72	Permeámetro de pared flexible	ML	Martin et al. 2005
Muestras inalteradas				
$3 \times 10^{-4} - 4 \times 10^{-4}$	0.48-0.62	Odómetro	SM	Mabes et al. 1977
$3 \times 10^{-5} - 3 \times 10^{-7}$	0.55-1.05	-	ML	-
$1.6 \times 10^{-5} - 9.5 \times 10^{-7}$	-	Permeámetro de pared flexible	ML	Blight y Steffen 1979
$3 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-6}$	1.00-1.40	Permeámetro de pared flexible	ML	Matyas et al. 1984
$1 \times 10^{-3} - 7 \times 10^{-7}$	0.70-1.65	Odómetro	ML	L'Écuyer et al. 1992
$6 \times 10^{-5} - 6 \times 10^{-6}$	-	Permeámetro de pared flexible	ML	Al y Blowes 2000
4×10^{-4}	0.61	Permeámetro de pared flexible	SM	-
$4 \times 10^{-5} - 3 \times 10^{-6}$	0.59-0.89	-	ML	Brisson et al. 2002

Aubertin et al. (1996), Chapuis y Aubertin (2003) y Bussière (2004) indicaron que las ecuaciones como la de Hazen y Kozeny-Carman no hacen una predicción adecuada de la permeabilidad de jales saturados por ello Aubertin et al. (1993) proponen una ecuación basada en estas expresiones:

$$k = 1962 \left(\frac{e^{5.16}}{e + 1} \right) Cu^{1/3} D_{10}^2 \tag{Ec. 13}$$

En 2005 Bjelkevik y Knutsson realizaron pruebas de laboratorio para diferentes depósitos de jales en Suecia, en el caso de la conductividad hidráulica utilizaron el permeámetro de carga constante. Los resultados variaron entre $1.0-18.7 \times 10^{-4}$ cm/s para la permeabilidad vertical. Para cuatro de los sitios que analizaron la permeabilidad disminuyó conforme aumento la distancia del punto de descarga, lo cual es esperado por presentarse material más fino, sin embargo, la relación de vacíos aumenta al mismo tiempo, y la influencia en la permeabilidad es difícil de estimar. Estos dos fenómenos equilibran uno al otro y como consecuencia se tiene valores de permeabilidad en el mismo orden de magnitud (ver Tabla 3.6).

Tabla 3.6 Variación del coeficiente de permeabilidad respecto a la distancia al punto de descarga (Bjelkevick y Knutsson, 2005).

Presa de jales	Distancia del punto de descarga [m]	Porcentaje de finos [%]	Relación de vacíos e	Permeabilidad k_v [cm/s]
Kiruna	300	8	0.60	1.47×10^{-3}
Svappavarra	0	8	1.09	5.67×10^{-4}
	300	10	0.81	6.3×10^{-4}
Malmberget	0	6	0.61	1.63×10^{-3}
	300	12	0.70	1.87×10^{-3}
Aitik	0	25	0.73	2.54×10^{-4}
	1500	26	0.82	1.41×10^{-4}
	3000	30	1.21	1.01×10^{-4}
Boliden	0	44	1.15	2.56×10^{-4}
	300	84	1.24	2.78×10^{-4}
Garpenberg	0	25	0.84	2.68×10^{-4}
	300	67	1.30	1.7×10^{-4}
Zinkgruven	0	12	0.75	1.81×10^{-3}
	200	20	0.90	5.41×10^{-4}

El grado de segregación de tamaño de partículas durante la deposición en la playa y los procesos de descarga parecen controlar el grado de variación de la permeabilidad con la distancia. Los depósitos que exhiben una mayor variación son aquellos en los que probablemente se presenta una gama más amplia de tamaños de partículas en el vertido de la planta, donde la descarga de los lodos es con una baja densidad y donde los puntos de descarga están muy estrechos para minimizar la deposición de lodos por capas en la playa. A menos que la separación por cicloneo se aplique durante la descarga, la variación de la permeabilidad con la distancia es difícil de calcular para un determinado tipo de residuo sin realizar pruebas al sitio en particular (Vick, 1990).

Shamsai et al. (2007) sometieron a ensayos de consolidación muestras de jales con pesos volumétricos y compacidades relativas diferentes, la variación de k_v con el esfuerzo total para estas muestras se ilustra en la Figura 3.9, k_v tienen un decremento respecto al esfuerzo total, pero este decremento tiende a ser menor para esfuerzos mayores a 3.00 kg/cm^2 .

Shamsai et al. (2007) mencionan que el porcentaje de finos determina si el suelo es cohesivo o no cohesivo. Este parámetro puede sustituir a otros parámetros del suelo, tales como la plasticidad en fórmulas propuestas por otros autores. Por lo tanto, tomaron nueve muestras de jales de una mina de cobre las cuales tenían diferentes contenidos de finos (55 - 95%) y realizaron pruebas de consolidación. Los valores de k_v para diferentes relaciones de vacíos fueron determinados indirectamente a través de los resultados obtenidos del odómetro (ver Figura 3.10).

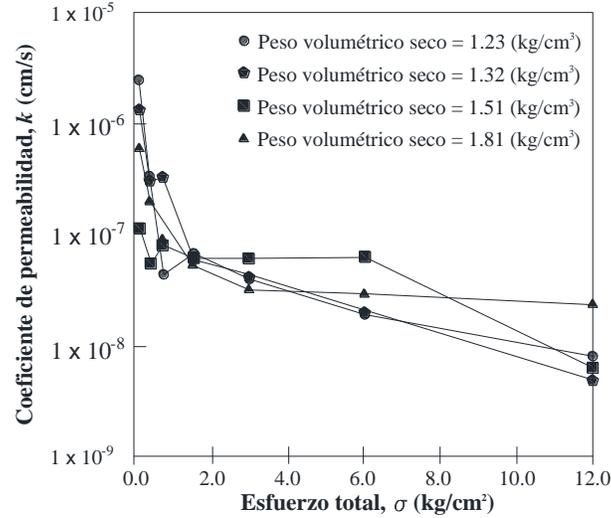


Figura 3.9 Coeficiente de permeabilidad contra el esfuerzo total de jales ensayados en consolidómetro para diferentes pesos volumétricos iniciales (modificado de Shamsai et al., 2007).

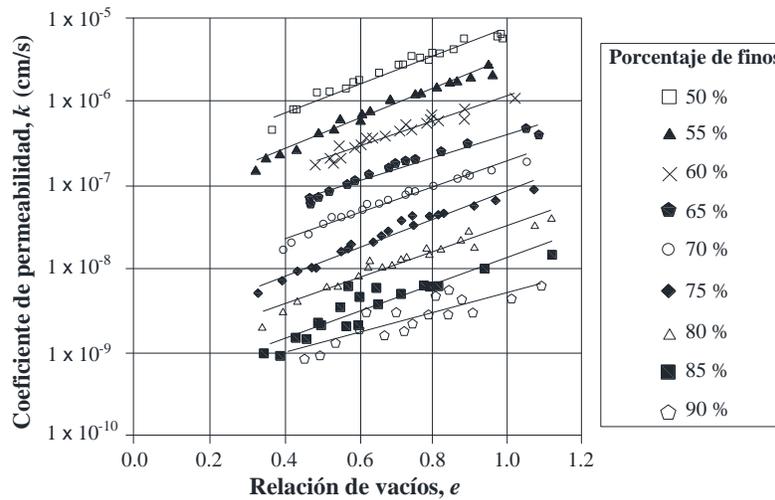


Figura 3.10 Resultados experimentales de la conductividad hidráulica en jales con porcentaje de finos entre 50 - 90% (modificado de Shamsai et al., 2007).

Con los resultados obtenidos establecieron una fórmula que relaciona el valor de k_v y la relación de vacíos

$$k = 0.09 \times 10^{-0.08\%F} \left(\frac{e^{2.8}}{e + 1} \right) \tag{Ec. 14}$$

A pesar de la simplicidad de esta ecuación, está limitada a jales con porcentaje de finos por arriba del 50%. Sin embargo da valores de k_v para un rango de relación de vacíos entre 0.3 y 1.1. En la Figura 3.11 se muestran los resultados calculados con la fórmula propuesta por Shamsai et al. y la de otros autores. Los parámetros utilizados fueron: $D_{10}=0.00164$ mm, $F=75\%$, $CU=30$ y $d_{50}=0.03$ mm

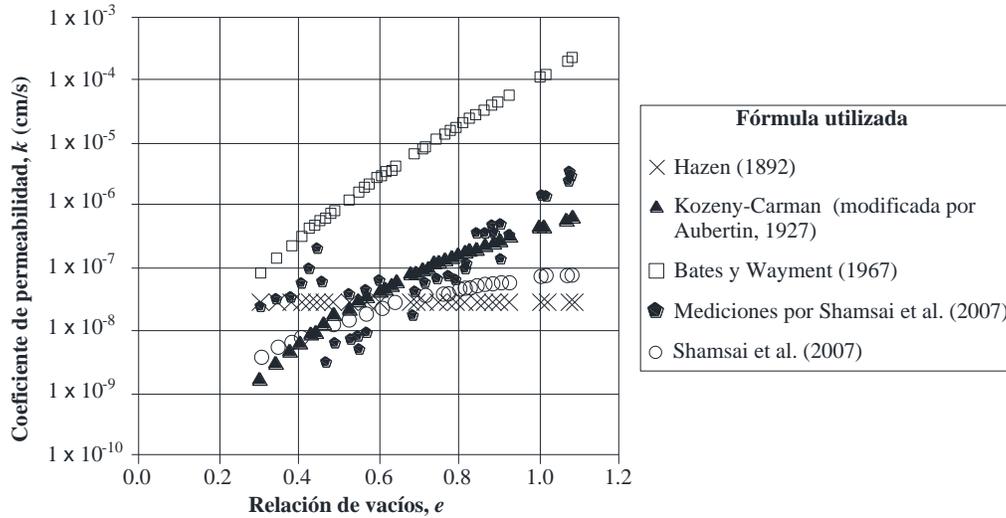


Figura 3. 11 Validación de la fórmula propuesta por Shamsai et al. (2007) para el coeficiente de permeabilidad en función de la relación de vacíos.

Wong et al. (2008) estudiaron jales finos, no segregantes y gruesos, realizaron ensayos en un consolidómetro construido especialmente para colocar la muestra en forma de lodo y se asemeje a las condiciones de colocación en el depósito. Las muestras fueron sometidas a una serie de cargas, entre las cuales se midió la permeabilidad de la muestras con un flujo a carga constante. La Figura 3.12 compara la permeabilidad contra la relación de vacíos para los jales estudiados, la permeabilidad para jales gruesos se basó en valores típicos reportados por Lambe y Whitman (1969). Los resultados indicaron que la permeabilidad decrece conforme decrece la relación de vacíos y es gobernada por el acomodo de los finos en la estructura de la muestra.

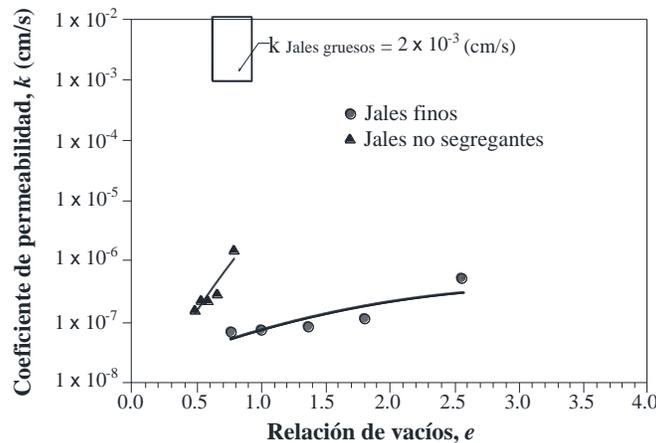


Figura 3.12 Permeabilidad contra relación de vacíos para jales finos y no segregantes (Wong et al., 2008).

Quille y Kelly (2010) estudiaron jales de una mina de zinc y plomo, ensayaron muestras de 10 cm de diámetro y 16 cm de altura en permeámetros de carga constante, la formación de la probeta se hizo

vertiendo el material para simular las condiciones *in situ*. Los valores que obtuvieron fueron de 6.0×10^{-4} cm/s para el material grueso y de 2.0×10^{-6} cm/s el material fino.

Valenzuela (2015) presentó resultados de la variación de la permeabilidad respecto al esfuerzo de confinamiento, y observó que la permeabilidad claramente disminuye en la medida que el esfuerzo confinante aumenta (véase Figura 3.13), haciendo que k_v se reduzca hasta en un orden de magnitud en un rango de 0 a 30.59 kg/cm² (3 MPa).

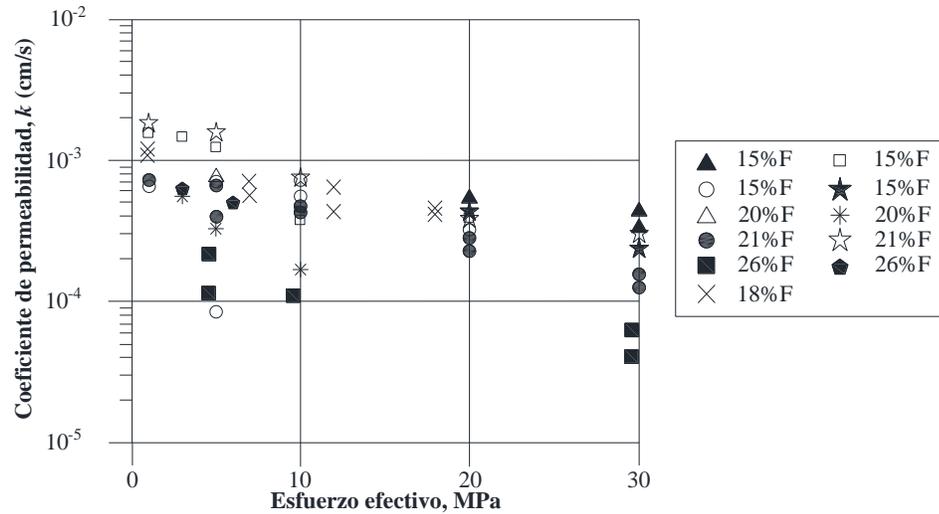


Figura 3.13 Permeabilidad en función de la presión de confinamiento, para diferentes arenas de jales con varios contenidos de finos (modificado de Valenzuela, 2015).

La relación entre permeabilidad y porcentaje de finos no es muy clara, pero dentro de la gama de 10% a 25% - 30% de porcentaje de finos (véase Figura 3.14), las variaciones medidas en laboratorio son de hasta un orden de magnitud (Valenzuela, 2015).

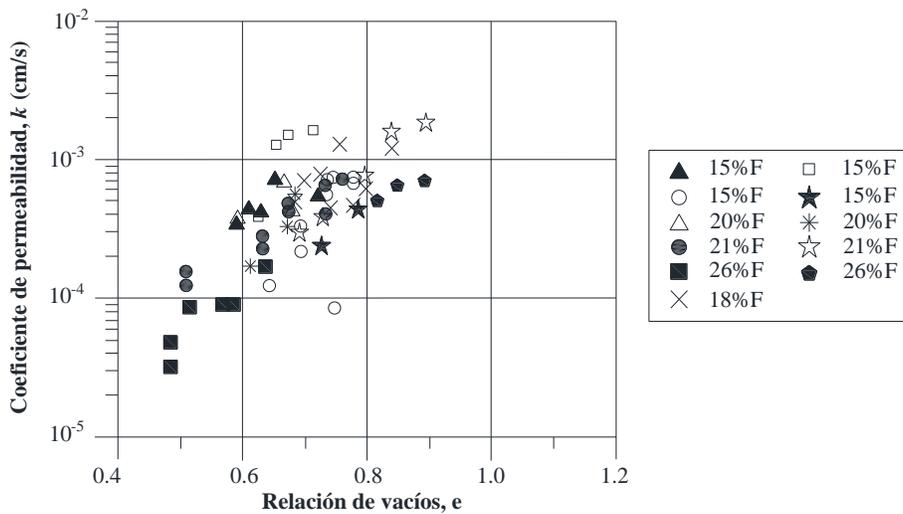


Figura 3.14 Permeabilidad en función de la relación de vacíos, para diferentes arenas de jales con varios contenidos de finos (modificado de Valenzuela, 2015).

ARCADIS construyó una base de datos de jales de cobre saturados, ensayó un gran número de muestras de diferentes minas en Chile y Perú. Las muestras fueron ensayadas con un amplio contenido de finos y relación de vacíos utilizando un permeámetro de pared flexible (Campaña et al., 2015). Las diferencias más marcadas en la permeabilidad se observan en jales con porcentaje de finos por encima de 30% – 40% (véase Figura 3.15), probablemente como resultado de un cambio en la estructura del suelo, ya que los finos llenan los espacios dejados por los granos gruesos y ayuda a mejorar el contacto de grano a grano (Valenzuela, 2015).

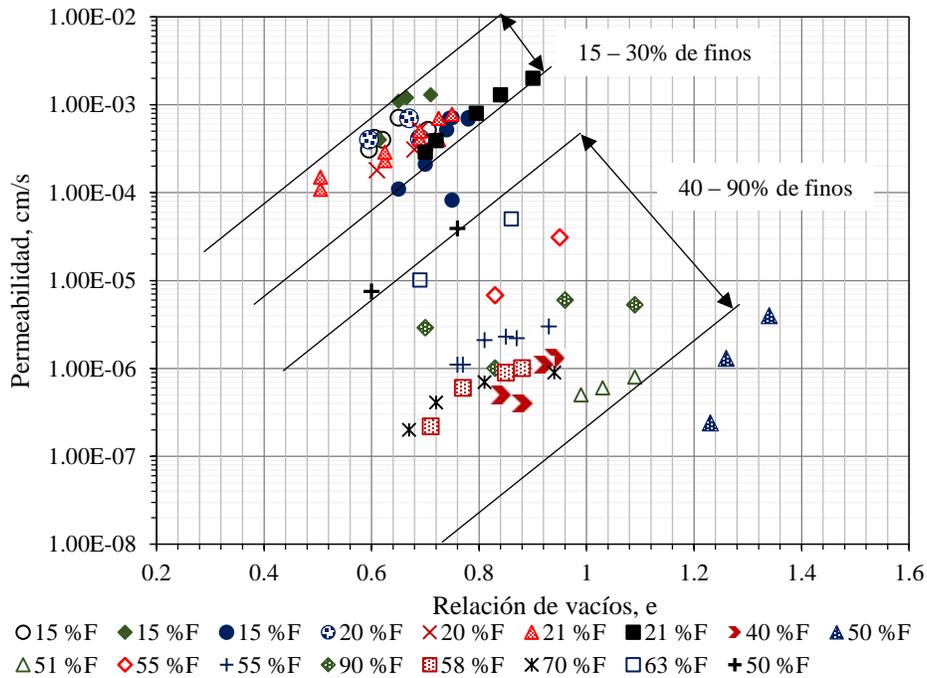


Figura 3.15 Permeabilidad en función de la relación de vacíos, para arenas de jales con varios contenidos de finos (modificado de Valenzuela, 2015).

Carmi (2013) estudiaron la permeabilidad de jales utilizando agua de mar con el objetivo de verificar la influencia de esta en el valor de k y conocer la posibilidad de utilizarla en sitios donde se dificulte el uso de agua dulce, realizaron pruebas a muestras saturadas en un permeámetro de pared flexible. Como es de esperarse, la diferencia más significativa en los valores de k , se presentó en muestras con 15% de finos y aquellas con contenidos mayores al 30%. El uso de agua de mar o destilada no muestra diferencias significativas (ver Figura 3.16).

En este mismo estudio se realizaron pruebas de consolidación de las que se obtuvieron los valores de permeabilidad de manera indirecta utilizando el método de Taylor, los investigadores observaron una diferencia de 1 a 3 órdenes de magnitud de los resultados obtenidos en el permeámetro de pared flexible (Carmi, 2013), los resultados se presentan en la Figura 3.17.

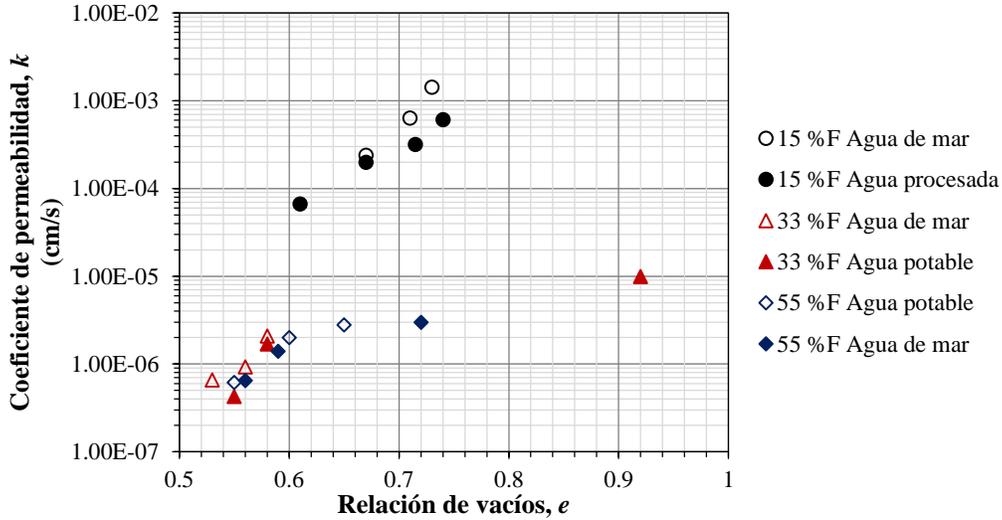


Figura 3.16 Permeabilidad de jales saturados en función de la relación de vacíos, ensayados en permeámetro de pared flexible (modificado de Carmi, 2013).

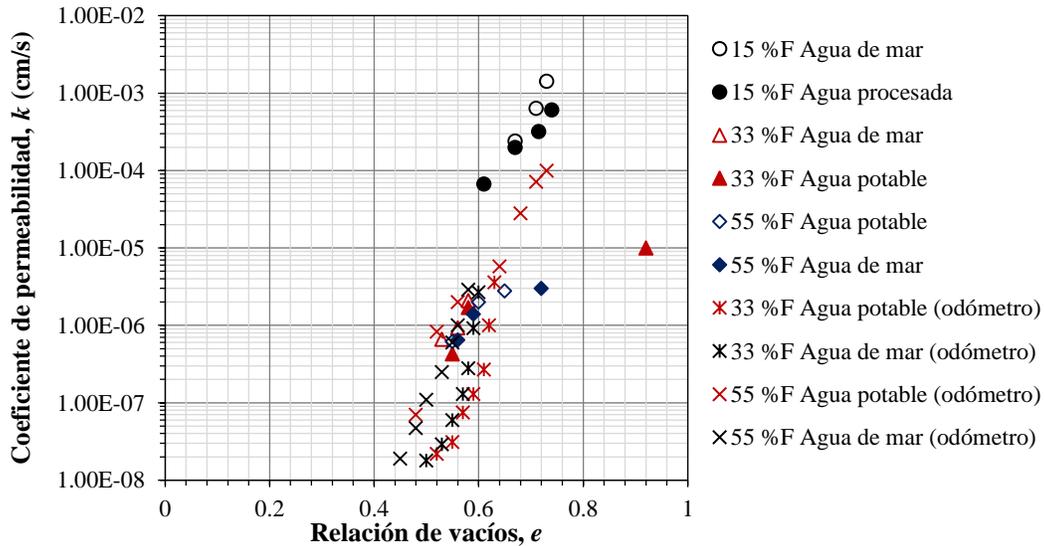


Figura 3.17 Comparativa de los resultados obtenidos por un permeámetro de pared flexible y calculados con curvas de consolidación (modificado Carmi, 2013).

Debido a su naturaleza en capas, los depósitos de jales exponen una variación considerable en la permeabilidad entre las direcciones horizontal y vertical. La literatura reporta poca información en relación a mediciones de la anisotropía, pero la relación entre la permeabilidad horizontal y vertical, k_h/k_v , es generalmente en el rango de 2 a 10 para la zona de playa de arenas y la zona de lamas que están por debajo del agua (ver Figura 18). En las zonas de transición entre arenas relativamente limpias y lamas la relación de anisotropía suele ser más alta por las capas intermedias de partículas finas y gruesas. Para los depósitos de jales, donde el procedimiento de descarga no está bien controlado, lo que resulta es una mayor secuencia de capas de arena y limo, por lo tanto k_h/k_v puede ser tan grande como 100 o más (Vick, 1990).

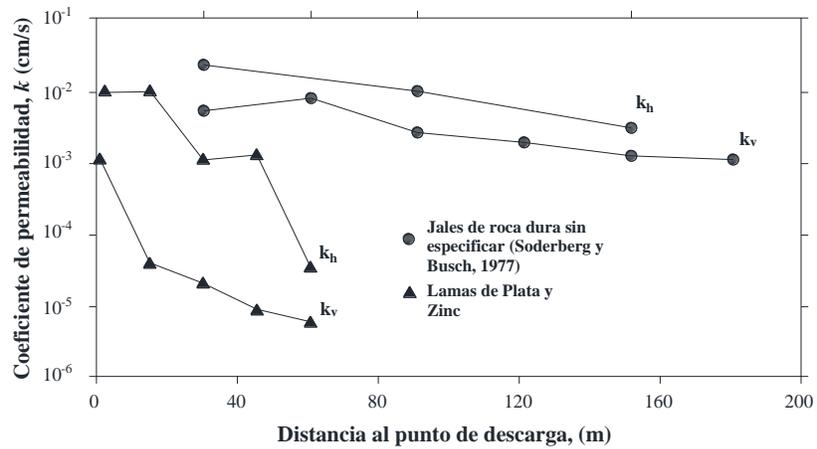


Figura 3. 18 Variación de la permeabilidad y anisotropía con el punto de descarga para jales segregados (modificado de Vick, 1990).

Capítulo 4.

Instrumentación y semi automatización del equipo

Como parte de los alcances de esta tesis se definió la construcción, instrumentación, calibración y puesta en operación del permeámetro que a continuación se describe.

4.1. Permeámetro de carga constante

Este equipo consiste en una placa metálica con un sistema de válvulas interconectadas que transportan aire a presión transferida a tuberías saturadas con agua, cuenta con dos tanques de interfaz aire – agua y con dos buretas que alimentan el flujo interno de la probeta y permiten el registro de los volúmenes de agua que entran, salen o circulan a través de la muestra.

Este tipo de ensayos requieren de la medición de diferentes parámetros como presión de poro, cambio de volumen y flujo de agua que pasa por la muestra, con un número importante de datos a registrar y con un alto grado de precisión. Esto implica la necesidad de instrumentar y semi automatizar el equipo que se utiliza en la ejecución de los ensayos. En los subsecuentes apartados se detallan estos aspectos.

4.2. Características generales del permeámetro de carga constante

El permeámetro de carga constante es un instrumento de laboratorio que permite determinar el coeficiente de permeabilidad de un suelo (véase capítulo 3). El equipo utilizado en la presente investigación permite ensayar probetas de 101.3 mm (4 pulgadas) de diámetro y 50 mm de altura, las cuales son saturadas por contrapresión, mide la B de Skempton para verificar que la muestra se saturó, la muestra puede ser ensayada a diferentes confinamientos, es decir, medir el coeficiente de permeabilidad bajo diferentes condiciones de esfuerzos.

El equipo consta de una placa metálica de 6.0 mm de espesor, 1.25 m y 1.70 m de ancho y largo, respectivamente. En esta placa se han fijado los elementos que conforman el permeámetro, tuberías, reguladores, válvulas, sensores, cámara, buretas y depósitos (ver Figura 4. 1). Estos elementos se describen más adelante.

PERMEÁMETRO DE CARGA CONSTANTE

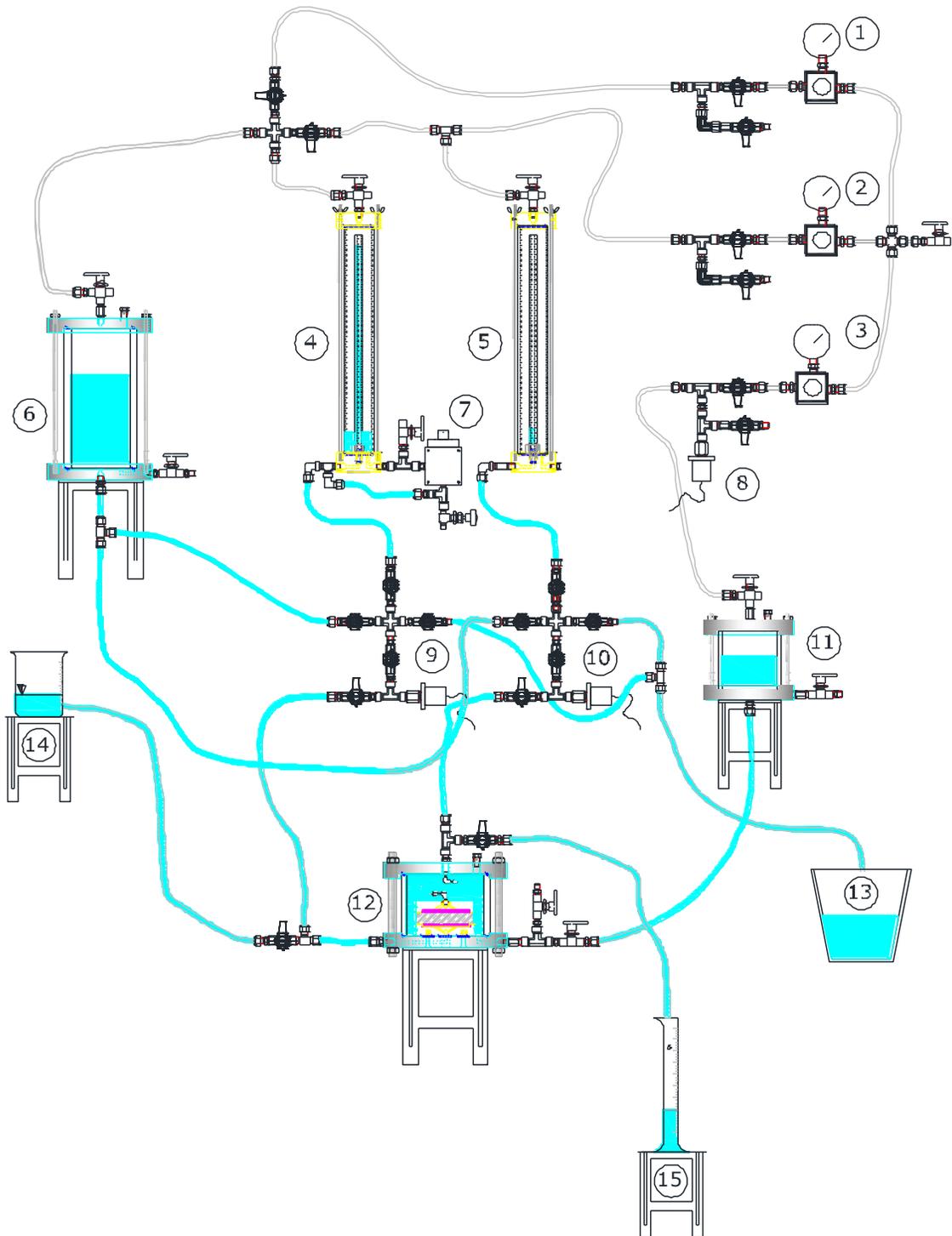


Figura 4. 1 Esquema general del equipo. 1 Regulador de contrapresión inferior, 2 regulador de contrapresión superior, 3 regulador de confinamiento, 4 bureta de flujo inferior, 5 bureta de flujo superior, 6 depósito de agua, 7 sensor de cambio volumétrico inferior, 8 sensor de presión de confinamiento, 9 sensor de contrapresión inferior, 10 sensor de contrapresión superior, 11 interfaz aire-agua, 12 cámara de ensaye, 13 depósito de agua de gasto de salida, 14 depósito de agua para circulación, 15 bureta para recolectar agua de salida en la etapa de circulación.

4.2.1. Elementos que conforman el sistema

La parte mecánica del permeámetro se puede dividir en cuatro secciones, en función del papel que desempeña en el manejo del equipo, a continuación se hace una descripción de cada uno de ellos:

Sistema de control de cambio de presiones

Las diferentes etapas de la prueba de permeabilidad en este equipo demanda del suministro de tres líneas de presión, que son las de confinamiento, contrapresión superior e inferior. El equipo cuenta con tres reguladores de presión con su respectivo manómetro y sensor de presión, que a partir de la línea principal se encargan de distribuir la presión que deseamos en cada etapa.

Para generar la contrapresión se utilizan dos buretas y un tanque de almacenamiento, las primeras dos son una interfaz de aire-agua conectada a dos líneas saturadas por las que se suministra la presión al pedestal y cabezal. El tanque de almacenamiento también es una interfaz de aire-agua que tiene como función alimentar de agua a las buretas de contrapresión. La presión de confinamiento se suministra a través de un tanque con una interfaz de aire-agua que se conecta a la cámara que aloja la muestra.

Sistema de control de cambio volumétrico

El registro de cambio volumétrico se realiza en las buretas antes mencionadas, estas buretas contiene una bureta interna, lo que permite hacer un registro por medio de sensores de cambio volumétrico para tener mejor registro de datos obtenidos de la lectura directa del cambio de alturas en la bureta interna, mientras que la bureta externa permanece con una altura de agua fija.

Cámara de ensaye

La muestra se encuentra alojada en una cámara con tapas de acero inoxidable y camisa de lucita. Durante la prueba, la cámara se encuentra llena de agua y bajo un esfuerzo de confinamiento distribuido isotrópicamente. La probeta se apoya en un pedestal móvil conectado a la línea de contrapresión inferior. El cabezal está conectado a la línea de contrapresión superior con una tubería flexible que permite preparar probetas de diferentes alturas. En la *Figura 4.2* se muestra un esquema de la cámara.

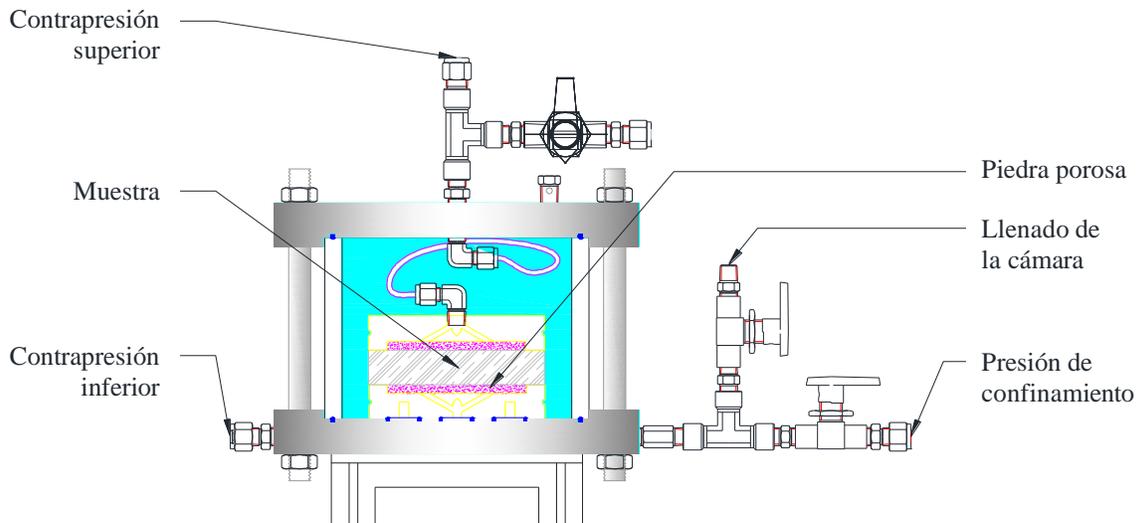


Figura 4.2 Esquema de cámara de ensaye.

4.2.2. Descripción de los sensores

Sensor de presión

Los sensores de presión empleados son marca MSI Sensors, modelo MSP 300. Estos transductores son de uso industrial para la medición de cambios de presión en un líquido o gas. Permiten mediciones de 0 – 10 psi con una desviación menor a 1%, siendo confiables en un intervalo de temperatura de -40° a 85 °C (ver Figura 4.3).



Figura 4.3 Sensor de presión.

Sensor de cambio volumétrico

Para la medición de cambio volumétrico en las buretas se utilizan sensores de presión que ofrecen una buena precisión en la medición de líquidos de baja presión y gases. Los sensores utilizados son de la marca Validyne, modelo DP15.

Para poder obtener las mediciones de cambio volumétrico, se registra la diferencia de altura de columna de agua. Una columna permanece fija y la otra aloja el agua que expulsa la muestra (ver Figura 4.4).



Figura 4.4 Sensor de cambio volumétrico.

4.3. Instrumentación y semi - Automatización del equipo

4.3.1. Sistema de adquisición de datos

Para la semi-automatización del permeámetro se utilizó un acondicionador de señal con 10 canales analógicos, en los que se reciben y amplifican las señales eléctricas registradas por los transductores. Esta señal es enviada a una tarjeta de adquisición de datos de National Instruments, que permite la interpretación de la señal en cantidades cuantitativas como es la presión (medido en kg/cm^2) y el volumen (medido en cm^3) que son los parámetros medidos en el equipo (ver Figura 4.5).



Figura 4.5 Acondicionar de señal.

El software que funciona como interfaz con el usuario para el manejo del equipo, ha sido desarrollado por el Ing. Enrique Gómez en colaboración con personal del área de Geotecnia del IIUNAM, es un lenguaje de programación conocido como Lab View, que está bajo la plataforma de National Instruments, es un lenguaje grafico para el diseño de sistemas de adquisición de datos,

instrumentación y control que permite diseñar interfaces con el usuario mediante una consola interactiva.

El programa está dividido en dos módulos: el de calibración, en el cual se determinan de manera experimental las constantes de calibración que rigen a los sensores; y el de operación, que permite llevar a cabo y monitorear en tiempo real cada una de las etapas del ensaye.

4.3.2. Descripción del módulo de calibración

En este módulo el operador tiene la posibilidad de determinar de manera experimental las constantes de calibración de cada uno de los sensores, o en caso de ya contar con el valor de dichas constantes hacer el cambio correspondiente.

Al seleccionar el sensor a calibrar aparecen las constantes registradas en el programa, así como la fecha de dicha calibración. Aparece también los parámetros del elemento patrón que se va a utilizar para calibrar, dicho parámetro es la pendiente que será la constante de transformación (columna de Hg para los sensores de presión y volumen de agua expulsado para el sensor de volumen) (ver Figura 4.6).

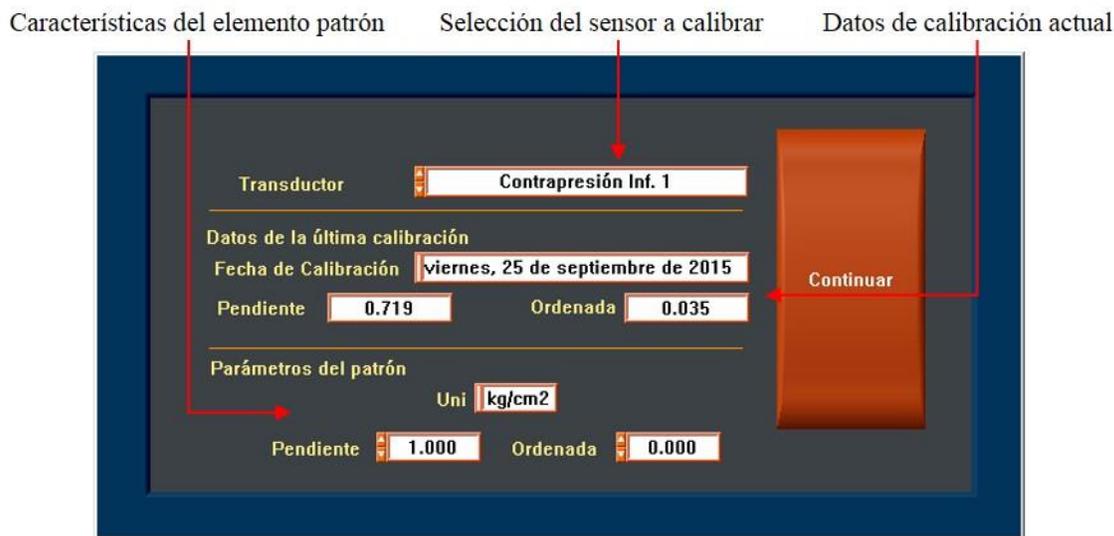


Figura 4.6 Modulo de calibración.

Seleccionado el sensor a calibrar, el programa pasa a una siguiente pantalla en donde se lleva a cabo la calibración, en este apartado el programa interpreta las lecturas de voltaje registradas por los sensores y las relaciona con una magnitud física (presión y volumen) que deben ser introducidas por el usuario y simultáneamente el programa va obteniendo las constantes que registrarán al sensor (ver Figura 4.7). Al terminar la calibración, las constantes de los sensores se actualizan de manera automática en el programa de operación.

Es recomendable imprimir las calibraciones y si en algún momento se sufre la pérdida o corrupción del archivo de calibración de uno de los sensores, se puede entrar al módulo de calibración y modificar los parámetros de calibración, con lo que se tiene nuevamente actualizadas las constantes del sensor. Cabe mencionar que las calibraciones quedan guardadas en un archivo tipo texto.



Figura 4.7 Registro de puntos para calibración de un sensor.

4.3.3. Descripción del software de operación

El módulo de operación utiliza el concepto de pestañas, de tal modo que en el menú principal se tiene en la parte superior las módulos de cada etapa de una prueba, el acomodo con el que se dispusieron las etapas del ensaye guían al usuario en el desarrollo de la prueba (recopilación de datos, configuración de la prueba, saturación, etc.), estas mismos botones desglosan ventanas con una serie de subpestañas en el centro de la pantalla (ver Figura 4.8).



Figura 4.8 Menú general para operar una prueba.

Las etapas de la prueba que componen el menú principal se describen a continuación:

Configurar prueba

En este apartado se registran todos los datos referentes a la probeta de suelo y la programación de la prueba.

Generales. En esta sección se registran los datos generales de la muestra entre ellos sondeo, profundidad, localización, así como también el nombre de la persona que realizará la prueba y responsable de proyecto (ver Figura 4.9).



Figura 4.9 Datos generales de la probeta.

Dimensiones. En este apartado se registran los datos de peso, altura y diámetro superior, medio e inferior, que serán utilizados en los cálculos posteriores (ver Figura 4.10).

Subpestañas para la configuración de la prueba Menú general para datos de la probeta (dimensiones)



Figura 4.10 Registro de dimensiones de la probeta.

Características del suelo. Se introducen los datos de las características del suelo, contenido de agua, densidad relativa, porcentaje de arenas y finos, límite líquido y plástico y tipo de suelo.

Carpeta. Se indica la ubicación de la carpeta donde se guardaran todos los archivos generados en la prueba.

Archivo. Se determina el nombre base con el que se identificaran todos los archivos que se generen en la prueba.

Vec. Tiempo. En este apartado se hace la configuración del vector tiempo que registrará la etapa de consolidación. En esta misma pestaña se crea el vector, indicando la duración y el número de lecturas que debe hacer el programa (ver Figura 4.11).



Figura 4.11 Configuración del vector de tiempo para la etapa de consolidación.

Transductores

En esta pestaña se tiene el monitoreo de las lecturas de todos los sensores instalados en el equipo, estas lecturas son en tiempo real y permiten monitorear el estado de los sensores entre cada etapa de la prueba (ver Figura 4.12).

Saturación por contrapresión

En la etapa de saturación por contrapresión, los datos de lecturas iniciales y finales de las buretas en cada incremento se presentan en una tabla en la parte izquierda de la pantalla, del lado derecho se presenta una gráfica en tiempo real del cambio volumétrico contra la presión de confinamiento aplicada (ver Figura 4.13).

Las lecturas de los sensores son monitoreadas en tiempo real por el programa y presentadas también en la pantalla.

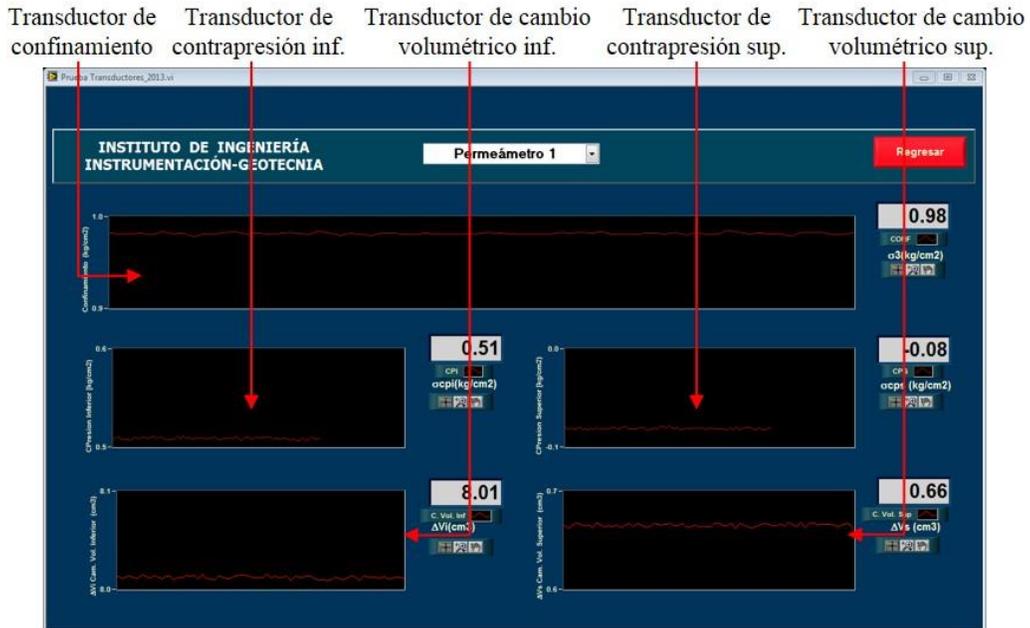


Figura 4.12 Pantalla para monitoreo de sensores.



Figura 4.13 Registro de datos en etapa de saturación por contrapresión.

B de Skempton

En este apartado se lleva a cabo la medición del parámetro B de Skempton, en el cual se incrementa la presión de confinamiento sin permitir el drenaje al interior de la muestra, el programa captura el valor inicial de confinamiento, el incremento realizado y la presión de poro generada por dicho incremento; finalmente, muestra el resultado de la B de Skempton calculada a partir de la relación entre el incremento de esfuerzo de confinamiento y la presión de poro (ver Figura 4.14).

Datos de la saturación Presiones finales y B de Skempton Presión de poro en función del tiempo

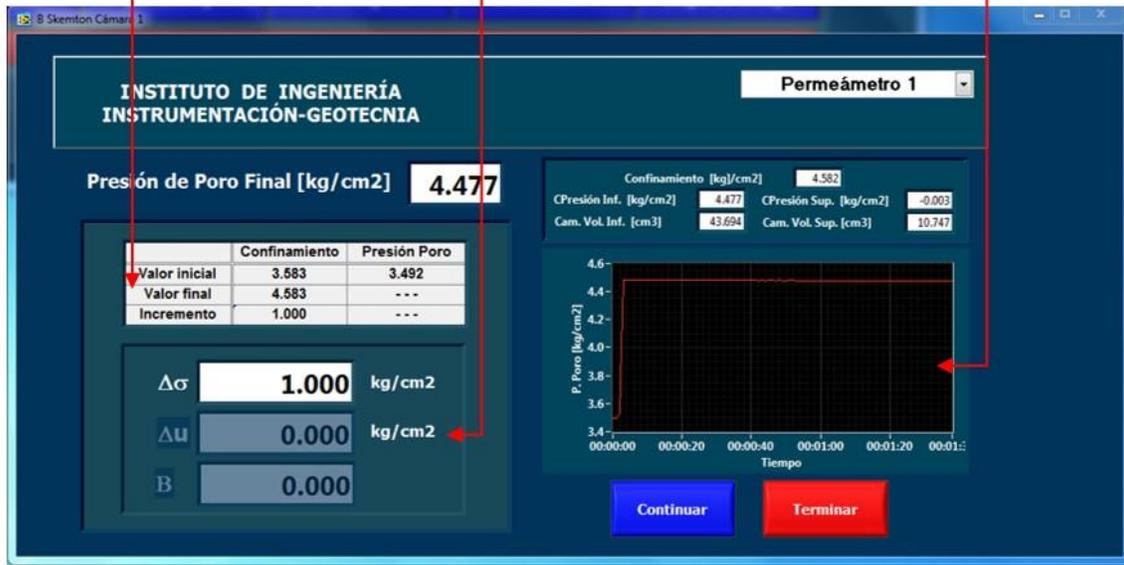


Figura 4.14 Módulo de medición del parámetro B de Skempton.

Consolidación

La pestaña de la etapa de consolidación monitorea en tiempo real el comportamiento de la muestra, el programa ofrece la opción de seleccionar cuál de los sensores registrará las lecturas de cambio volumétrico (inferior o superior). Los datos de consolidación se guardan en una tabla presentada en la parte izquierda de la pantalla y en la parte derecha se presentan los gráficos del monitoreo, éstos se muestran en el formato de Taylor y Casagrande (ver Figura 4.15).

Registro de lecturas Gráfica de consolidación Casagrande Gráfica de consolidación Taylor Tiempo transcurrido

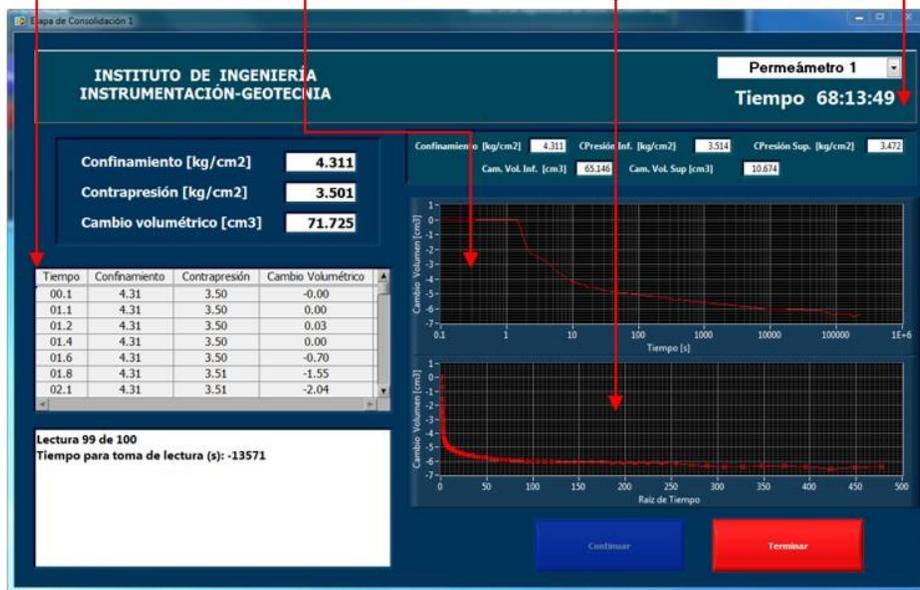


Figura 4.15 Registro de lecturas de consolidación.

Ensaye

En la pantalla del ensaye de permeabilidad se presentan los parámetros medidos en la prueba, muestra el tiempo transcurrido y en formato de tabla, se puede conocer el valor de los volúmenes de entrada y salida, presiones en la cámara, gasto hidráulico y carga hidráulica para cada intervalo de tiempo, según se haya configurado el ensaye. En la parte derecha de la pantalla se presentan dos gráficos, uno monitorea el cambio de la permeabilidad con respecto al tiempo, la segunda gráfica muestra el cambio volumétrico respecto al tiempo (ver Figura 4.16).



Figura 4.16 Modulo para realizar la etapa de ensaye.

4.3.4. Calibración del equipo

Para poner en operación el sistema se requiere calibrar los sensores de presión y cambio volumétrico. La calibración del equipo se refiere a la obtención de la relación entre señales de salida (voltajes registrados en el sensor) y la magnitud física de referencia, que es un patrón de medida para cada parámetro que se mide en la prueba.

Para realizar la calibración de los sensores se requiere verificar que todos los transductores estén conectados al módulo de adquisición de datos y que el software si registre el voltaje que este adquiere.

Sensor de cambio volumétrico.

De igual manera que los sensores de presión, los transductores de cambio volumétrico se rige por un principio de proporcionalidad entre lecturas de altura de columna de agua, obtenidas directamente de las buretas y lecturas de cambio de voltaje, obtenidas por el transductor que se esté calibrando.

Para obtener el modelo numérico de los sensores de cambio volumétrico se llena de agua destilada y desaireada la bureta correspondiente al sensor que se vaya a calibrar, se accede al programa de

calibración y se indica el sensor en el que se trabajara, se introduce la pendiente (área de la bureta) y la ordenada (volumen registrado en la bureta), se registran puntos a cada dos o tres centímetros de altura de agua para que el software obtenga la curva de calibración correspondiente al sensor.

Las curvas de calibración obtenidas para los sensores de cambio volumétrico se presentan en la Figura 4. 17 y 4.18.

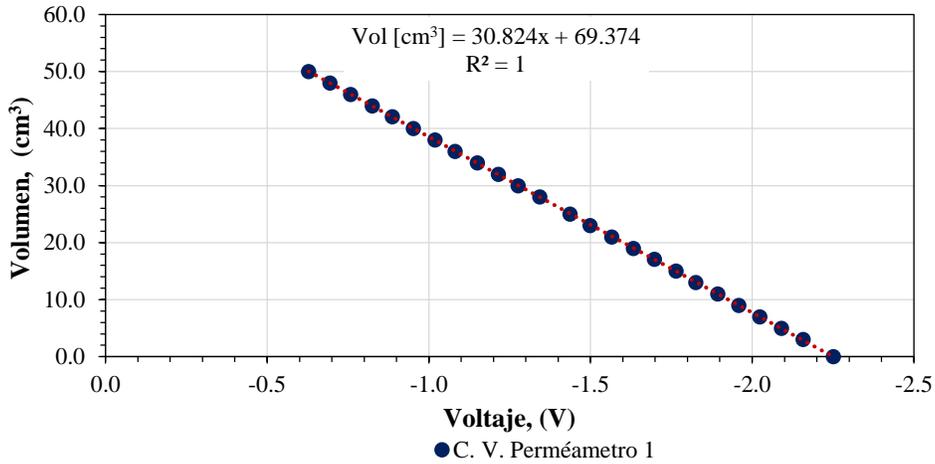


Figura 4. 17 Curvas de calibración de sensores de cambio volumétrico permeámetro 1.

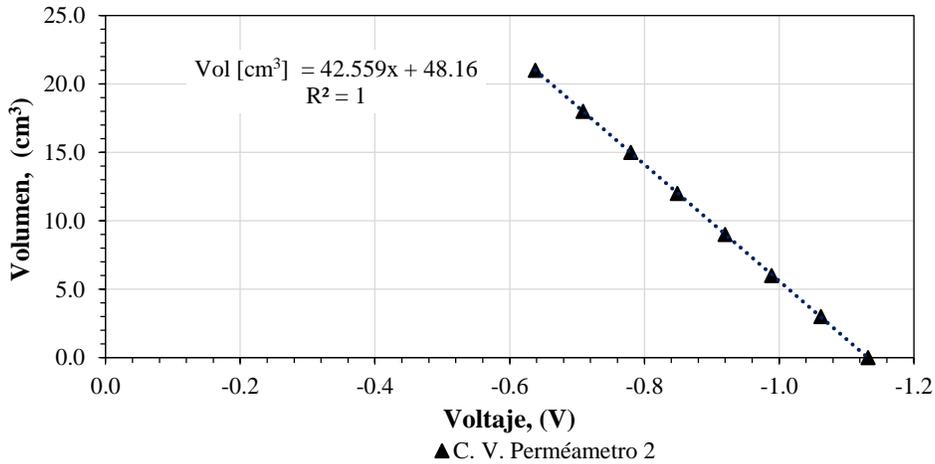


Figura 4. 18 Curvas de calibración de sensores de cambio volumétrico permeámetro 2.

Sensor de presión

La calibración de estos sensores se rige por un principio de proporcionalidad entre lecturas de altura de columna de mercurio, obtenidas por lectura directa desde una fuente externa y lecturas de cambio de voltaje, obtenidas por el transductor que se esté calibrando.

La calibración se realiza conectando la columna de mercurio a la bureta correspondiente a la contrapresión inferior o superior y al depósito de agua de la presión de confinamiento según corresponda, una vez conectada se dan incrementos de presión con el regulador correspondiente (incrementos a cada 0.5 kg/cm²) y registrando en el software de adquisición de datos la altura equivalente de mercurio; para cada una de las alturas se toma el valor de voltaje y los diferentes datos se registran para obtener las constantes de calibración.

Es importante mencionar que la constante del elemento patrón se utiliza la densidad del mercurio a 18°C, que es igual a $\rho_{Hg}=13.56 \text{ g/cm}^3$, con dicha información se calcula que la altura de columna para un incremento de 1.0 kg/cm² es igual a 73.75 cm.

Las curvas de calibración obtenidas para los sensores de presión se presentan las Figuras 4.19 a 4.24.

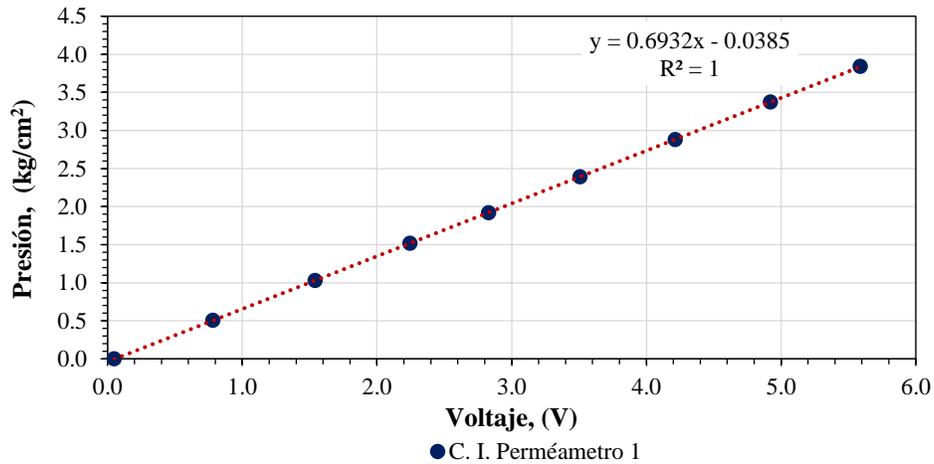


Figura 4.19 Curvas de calibración de sensores de contrapresión inferior permeámetro 1.

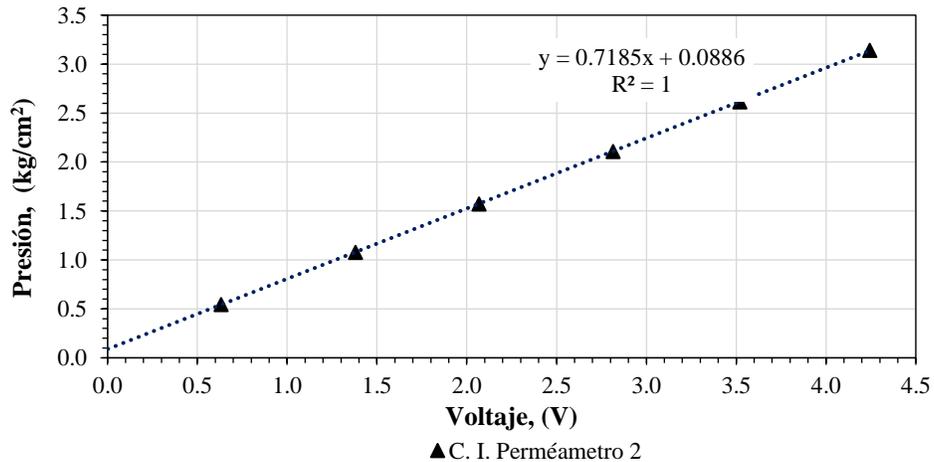


Figura 4.20 Curvas de calibración de sensores de contrapresión inferior permeámetro 2.

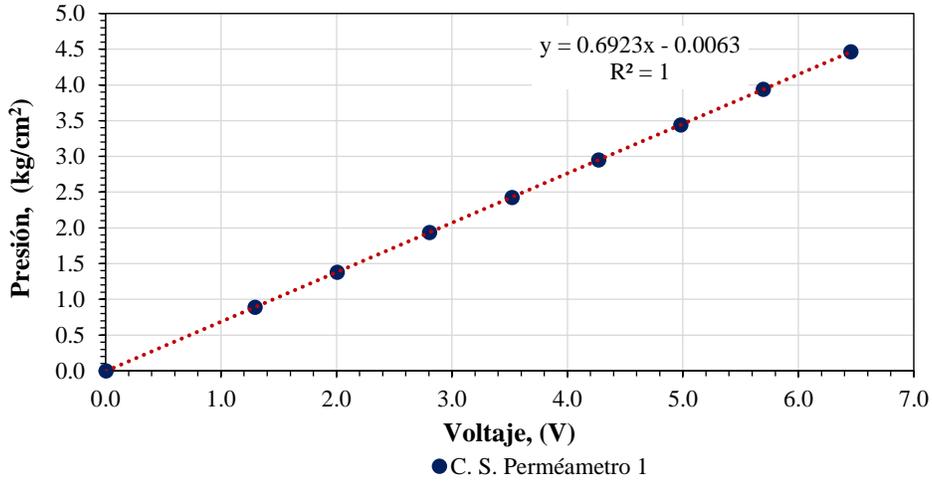


Figura 4.21 Curvas de calibración de sensores de contrapresión superior permeámetro 1.

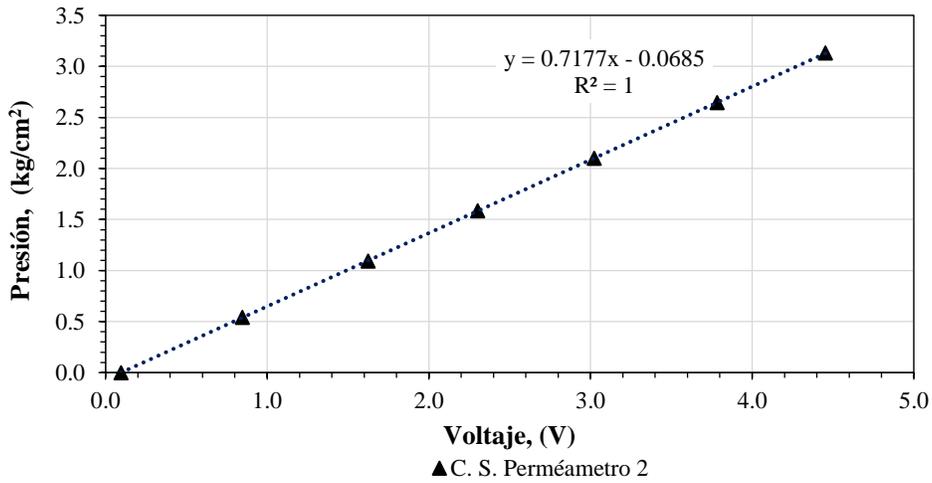


Figura 4.22 Curvas de calibración de sensores de contrapresión superior permeámetro 2.

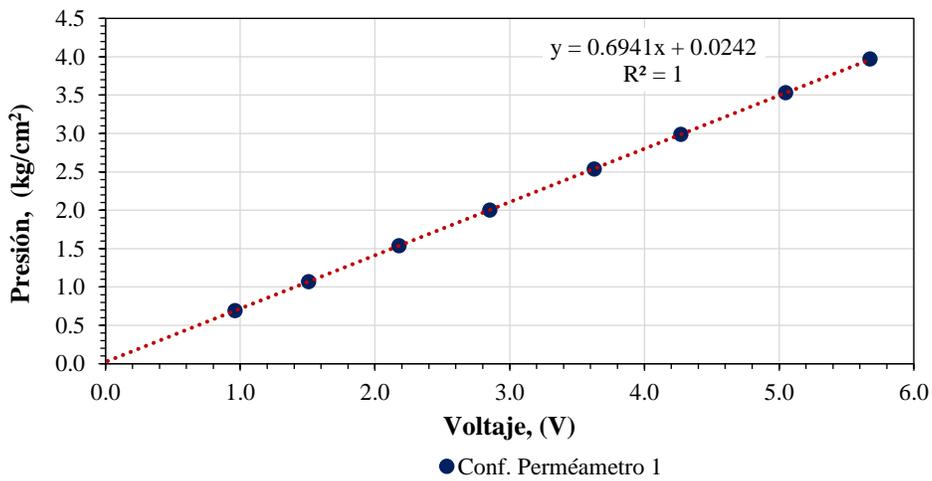


Figura 4.23 Curvas de calibración de sensores de confinamiento permeámetro 1.

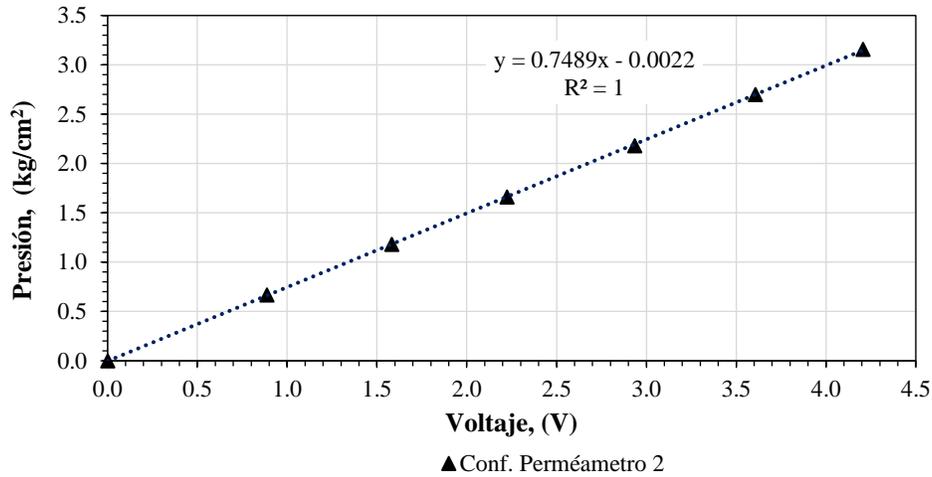


Figura 4.24 Curvas de calibración de sensores de confinamiento permeámetro 2.

La calidad de los datos registrados en una prueba depende en gran medida de haber realizado un procedimiento de calibración adecuado. Para revisar la calibración fue correcta, se lleva a cabo una verificación de cada uno de los sensores del equipo, es decir, se comparan los valores que registran el software y los que marca el elemento patrón de calibración.

En las Figuras 4.21 – 4.24 se presentan las constantes de verificación obtenidas de los sensores del permeámetro 2.

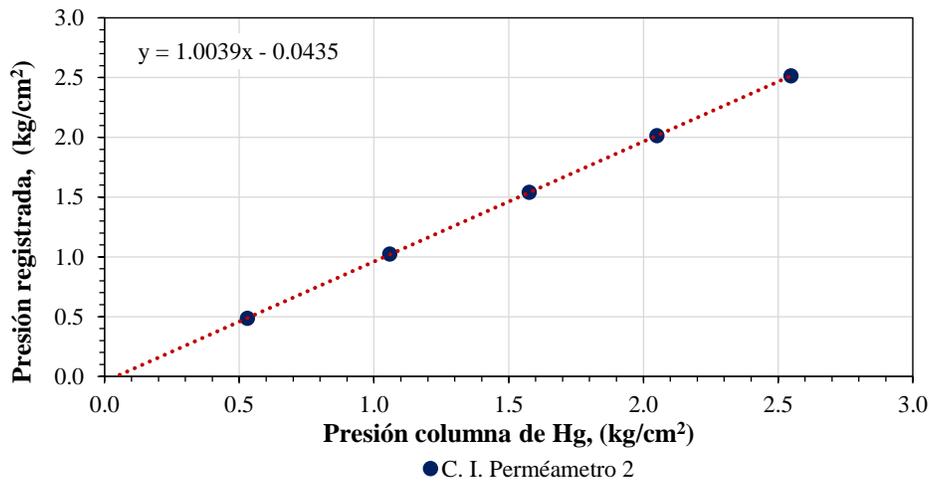


Figura 4.25 Curva de verificación de sensor de contrapresión inferior.

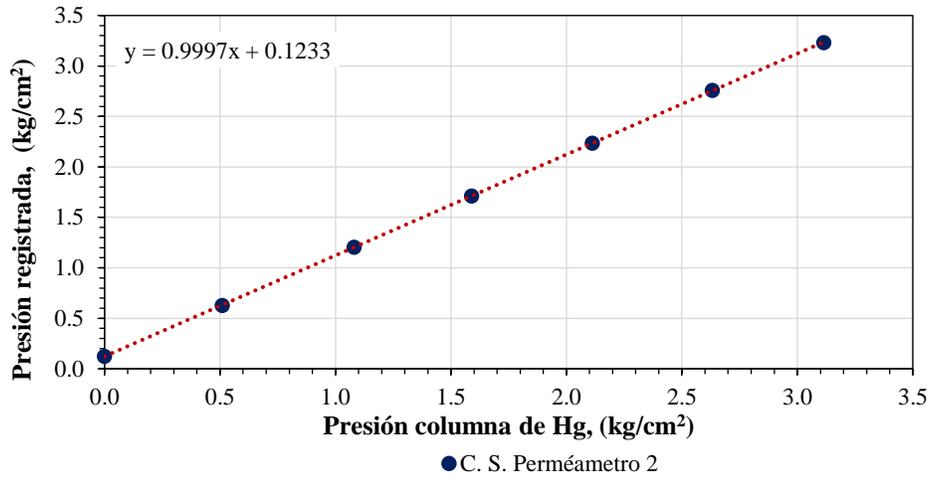


Figura 4. 26 Curva de verificación de sensor de contrapresión superior.

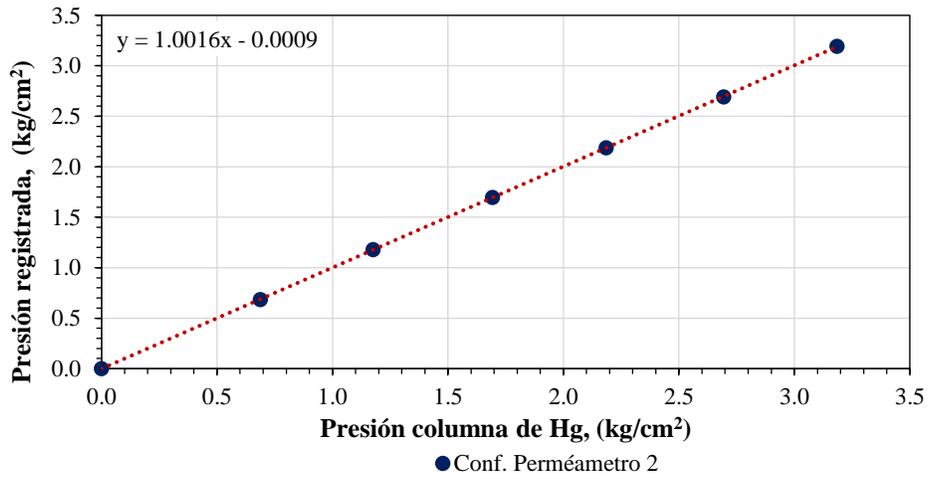


Figura 4.27 Curva de verificación de sensor de confinamiento.

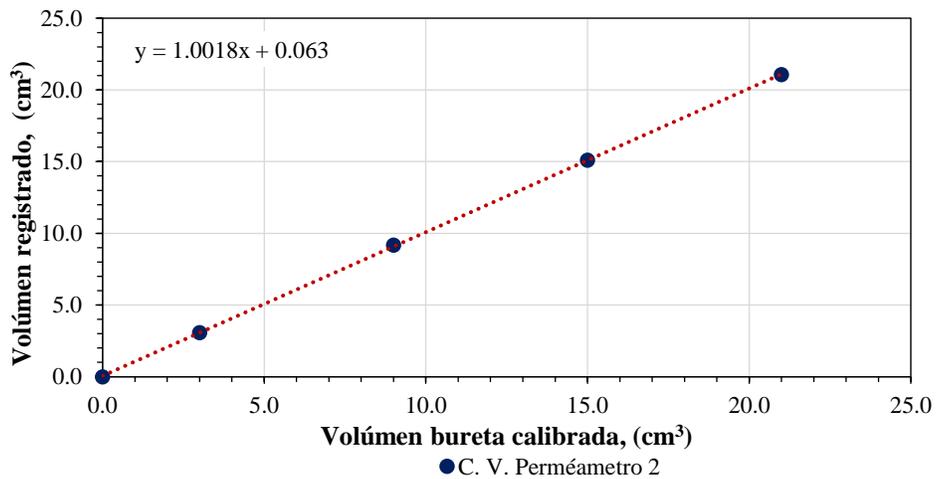


Figura 4.28 Curva de verificación de sensor de cambio volumétrico.

Las constantes de calibración obtenidas para los sensores y sus respectivas verificaciones se presentan en la Tabla 4. 1

Tabla 4. 1 Constantes de calibración y verificación del equipo.

Sensor	Calibración		Verificación
	Pendiente	Ordenada	Pendiente
Confinamiento 1	0.695	0.024	
Confinamiento 2	0.748	-0.002	1.001
Contrapresión inferior 1	0.693	-0.039	
Contrapresión inferior 2	0.719	0.089	0.999
Contrapresión superior 1	0.692	-0.006	
Contrapresión superior 2	0.718	-0.069	0.999
Cambio volumétrico inferior 1	30.824	69.374	
Cambio volumétrico inferior 2	42.559	48.160	1.001

Debido a que la instrumentación tiene como objetivo una mayor precisión y confiabilidad en los datos obtenidos, se recomienda calibrar periódicamente los sensores del equipo y de ser necesario dar un mantenimiento mayor a los sensores de presión y cambio volumétrico, así como a los reguladores de presión del sistema.

Capítulo 5.

Descripción del material y procedimiento de ensaye

5.1. Descripción del material

5.1.1. Propiedades índice, granulométricas y clasificación del material estudiado

El material utilizado en el presente estudio corresponde a un residuo minero procedente de la Unidad Minera el Rosario ubicada en el municipio de Topia, Durango. Es un material granular producto de la molienda del mineral, clasificado según el SUCS como SM-arena limosa, con un contenido de finos no plásticos de aproximadamente el 15%, se determinó la curva granulométrica con el cribado por vía húmeda del material (véase Tabla 5.1 y Figura 5.1). Para complementar el estudio se ensayó una muestra con una granulometría modificada con un porcentaje de finos mayor, con lo que se hizo una comparativa de resultados. Esta muestra se prepara con una granulometría con un contenido de finos mayor al 30%.

Tabla 5.1 Granulometría del material ensayado.

Malla	Abertura mm	W _{malla} g	W _{malla+suelo} g	W _{suelo} g	Porcentaje peso retenido %	Porcentaje acumulado que pasa %
	2				100	100
20	0.85	119.8	128.45	8.65	1.442	98.558
40	0.425	133.9	237.83	103.93	17.322	81.236
60	0.25	164.64	326.45	161.81	26.968	54.268
80	0.18	162.09	218.1	56.01	9.335	44.933
100	0.149	133.1	230.03	96.93	16.155	28.778
200	0.074	155.3	231.82	76.52	12.753	16.025
Finos		135.41	226.06	90.65	15.108	0.917
			Suma	594.5	99.083	

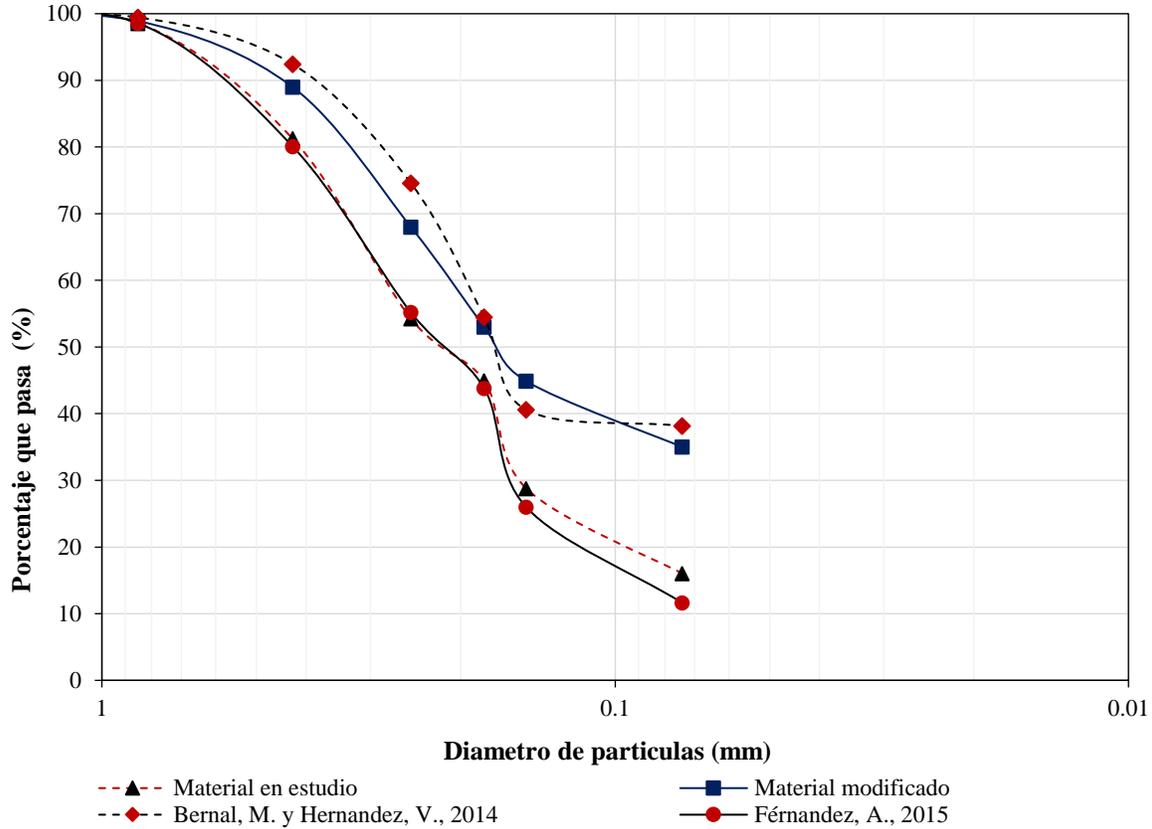


Figura 5.1 Curva granulométrica del material del depósito minero de Topia.

No se tiene la ubicación exacta de donde fue tomado el material. Presenta partículas con aristas en su mayoría angulosas y tenía un contenido de agua aproximadamente del 5.36% al momento de llegar al laboratorio (véase Tabla 5.2).

Tabla 5.2 Determinación del contenido de agua inicial.

Tara	W _{tara}	W _{tara+SH}	W _{tara+SS}	WSH	WSS	W _{agua}	%w
	g	g	g	g	g	g	%
55	119.7	191.8	188.1	72.1	68.4	3.7	5.41
161	114.8	180.2	176.9	65.4	62.1	3.3	5.31

Referente a la densidad relativa de sólidos, se hicieron dos determinaciones para cada muestra, donde se obtuvo un valor promedio de 2.91 para la muestra original (15 %F) y de 2.945 de la muestra con un porcentaje de finos del 35%. El resultado obtenido es característico de este tipo de materiales, Cancela (1987) recopiló información referente a diferentes parámetros geotécnicos de jales, el material estudiado está dentro del rango de valores de jales proveniente de minas de plomo y zinc (ver Tabla 5.3).

Tabla 5.3 Densidad relativa de sólidos y densidad seca inicial de algunos jales (Cancela, 1987).

Minería	Peso específico de solidos	Densidad seca inicial g/cm ³
Hierro	3.0 - 3.5	1.1 - 1.9
Cobre	2.7 - 2.9	1.2 - 1.7
Carbón	1.4 - 2.2	0.75 - 1.60
Oro - Plata	2.90 - 3.10	1.20 - 1.50
Plomo - Zinc	2.8 - 3.4	1.4 - 1.80
Uranio	2.70 - 2.80	1.10 - 1.55

Debido a que la muestra es un material granular, no fue posible determinar el límite líquido por el método convencional de la copa de Casagrande; como método alternativo se optó por realizar un método de percusiones con el cono penetrante, utilizando el cono Sueco con un ángulo 60° y 60 g de peso. El equipo consta de un pedestal con brazo ajustable verticalmente donde se sujeta el cono y permite éste se coloque apenas toque la superficie del suelo; la penetración del cono en la masa del suelo es posible medirla de la regleta con ayuda de una lupa, con una aproximación del 0.1 mm. El límite líquido se define como el contenido de agua que tiene el suelo cuando el cono penetra 10 mm en 5 s (Mendoza y Orozco, 1995; CFE, 2007). Se determinaron 4 puntos para construir la curva de liquidez, procurando obtener dos puntos por arriba de los 10 mm de penetración y dos por debajo.

Una vez determinada la curva de liquidez, se obtuvo que el limite liquido corresponde a un contenido de agua del $w_L=30.5\%$ (véase Figura 5.2).

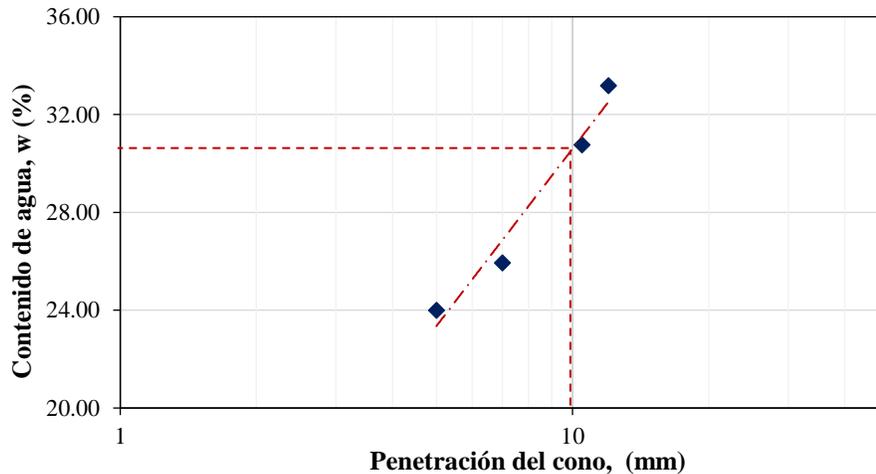


Figura 5.2 Curva de liquidez para determinar el límite líquido por el método del cono sueco.

5.1.2. Pruebas de compactación

Se realizaron pruebas de compactación estática con la finalidad de conocer el comportamiento de los jales, las pruebas se llevaron a cabo en un molde de nylamind con dimensiones de 5 cm de altura y

10.13 cm de diámetro y un pisón de peso variables (346.7, 500, 1000, 1500, 3000 y 5000 g). Este proceso se repitió variando el contenido de agua (0, 5, 10, 15 y 20%). Para la ejecución de los ensayos se pesó aproximadamente 650 g de material húmedo y fue llevado al horno de convección y se dejó durante 24 horas para conseguir un secado completo del material. Una vez retirado el material del horno se coloca en un desecador de vidrio y una vez que el material se enfrió se eliminaron grumos y homogenizó con ayuda de un apisonador.

Según el peso del material seco, se calculó la cantidad de agua destilada necesaria para obtener el contenido de agua deseado. Con ayuda de un atomizador se agregó el agua poco a poco y se fue homogenizando la muestra. El recipiente donde se tiene la muestra es cubierto con franelas húmedas y mientras se prepara el molde y herramientas necesarias en la prueba se deja que repose el material húmedo.

En la Figura 5.3 se observa que las condiciones más sueltas del material se logran en condiciones húmedas, mientras que el material más denso se obtiene en condiciones secas. Las gráficas que se obtuvieron de la prueba de compactación sirvieron para la selección de las probetas que se ensayarían y determinar las condiciones volumétricas iniciales de cada una.

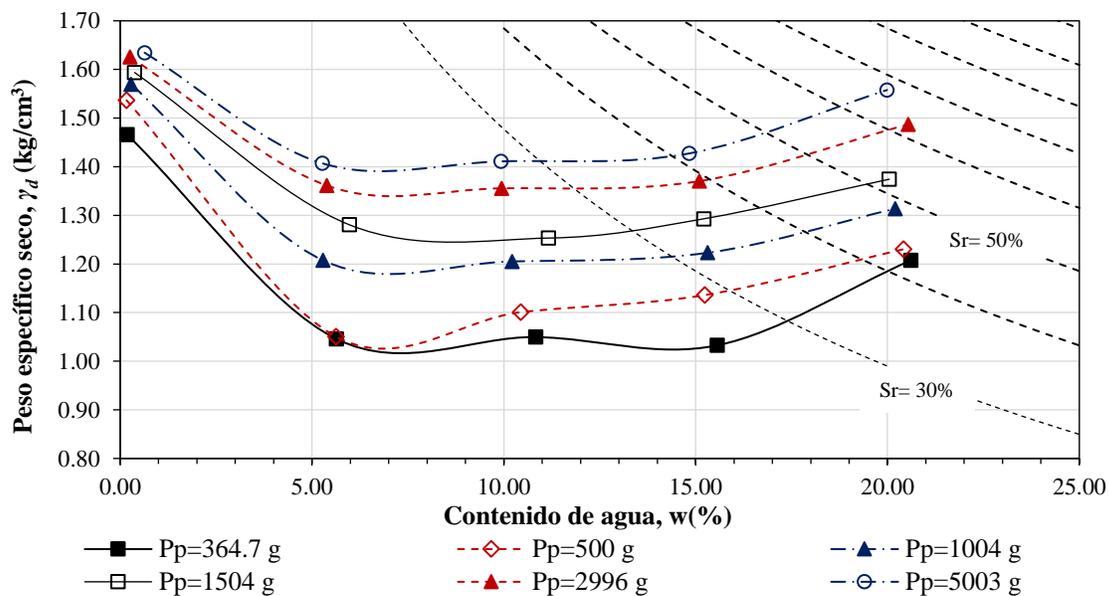


Figura 5.3 Curvas de compactación del material ensayado.

La variación de la relación de vacíos en función del peso del pisón se muestra en la Figura 5.4, donde se observa que al aumentar el peso del pisón y el contenido de agua hay una reducción en la relación de vacíos, obteniendo así una estructura más densa. La relación de vacíos máxima igual a 1.82 se

obtuvo para un peso de pisón de 346.7 g y un contenido de agua de 15%; asimismo, la relación de vacíos mínima fue de 0.78, para un peso de pisón de 5003 g y un contenido de agua de 0%.

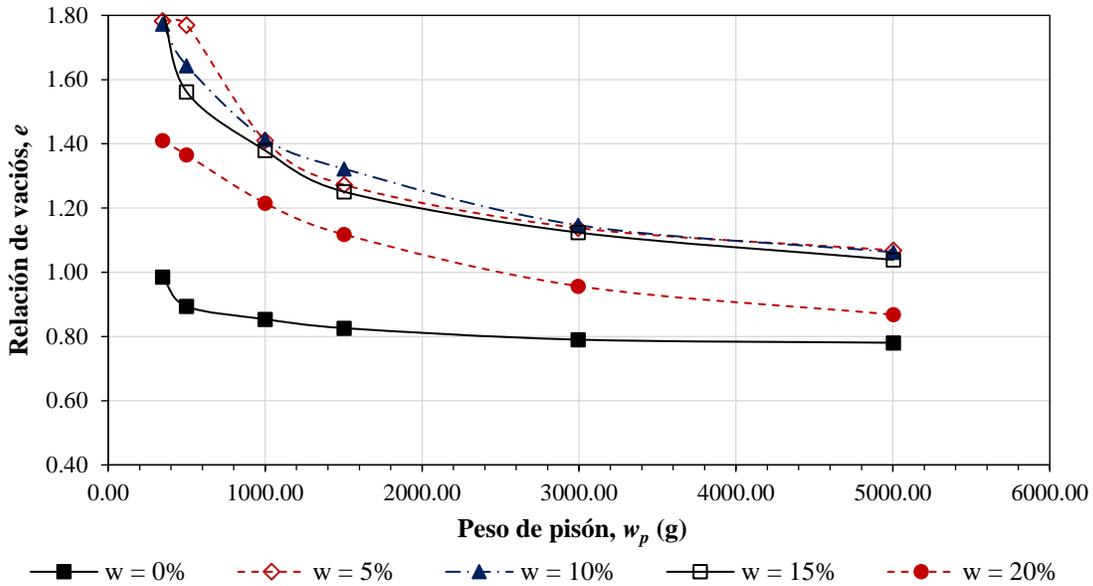


Figura 5.4 Variación de la relación de vacíos en función del peso de pisón.

Referente al grado de saturación, se observa que aumenta en la medida que lo hace el contenido de agua y el peso de pisón, obteniendo valores de saturación entre 0.53 y 67.01% (véase Figura 5.5). El grado de saturación bajo, que muestran las probetas dan una idea de los volúmenes de agua necesarios para tener muestras saturadas y el método a seguir para conseguir dicha característica.

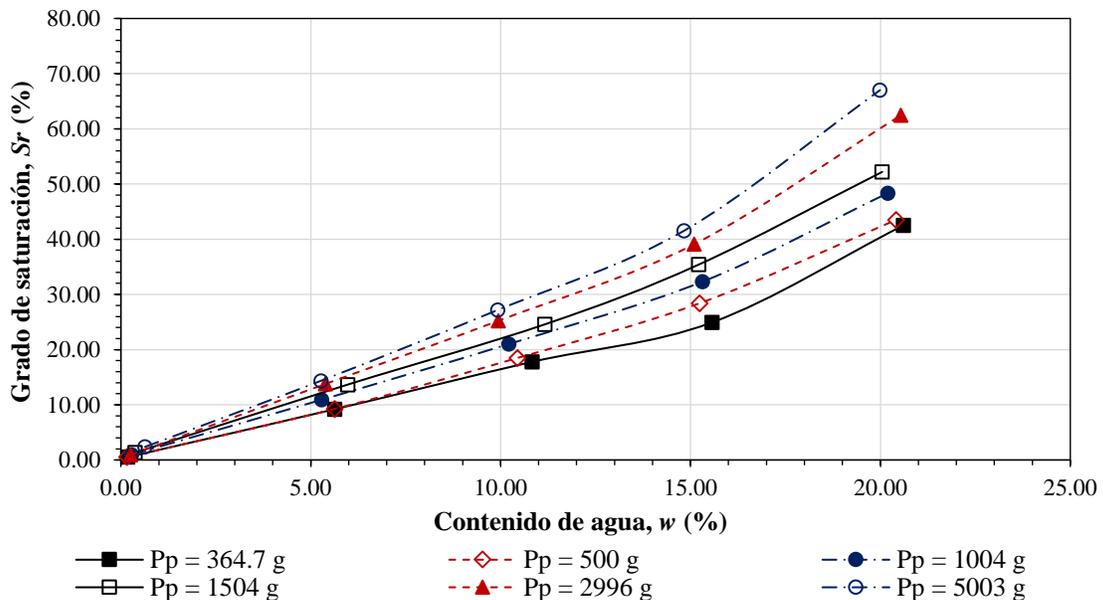


Figura 5.5 Variación del grado de saturación en función del contenido de agua.

A diferencia de las curvas típicas de compactación obtenidas con una prueba convencional tipo Proctor, las curvas para los jales no muestran una tendencia bien definida, Bernal y Hernández (2016) obtuvieron curvas para una muestra del mismo depósito de jales, y de igual manera las curvas no muestran un punto óptimo de compactación como suele esperarse en esta prueba (Figura 5.6). Honda et al. (2003) presentaron la relación entre peso específico seco y el contenido de agua de un suelo ($w_L=33.5\%$; $PI=13.2\%$) compactado estática y dinámicamente, en el caso de la compactación dinámica se puede observar la definición clara del punto óptimo de densidad seca, a diferencia de la curva de compactación estática que no presenta un valor máximo.

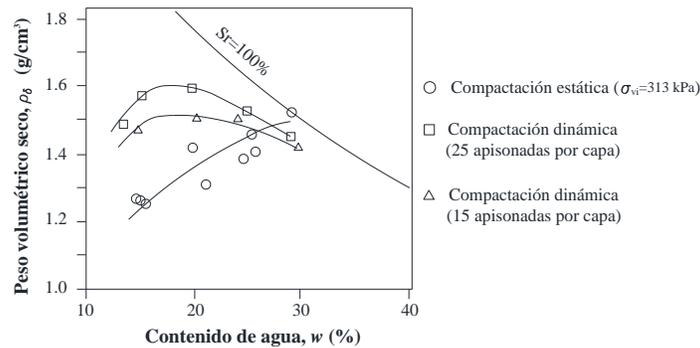


Figura 5.6 Curvas de compactación estática y dinámica de un suelo (modificado de Honda et al., 2003).

La Figura 5.7 presenta la compacidad relativa correspondiente a cada punto de compactación, como se observa tampoco se tiene un comportamiento definido, para contenidos de agua bajos, la compacidad relativa es alta, este parámetro disminuye hasta un contenido de agua mayor a 5%, a partir de este punto la compacidad relativa es constante hasta alcanzar aproximadamente 15% de contenido de agua donde se ve un aumento en el valor de Dr .

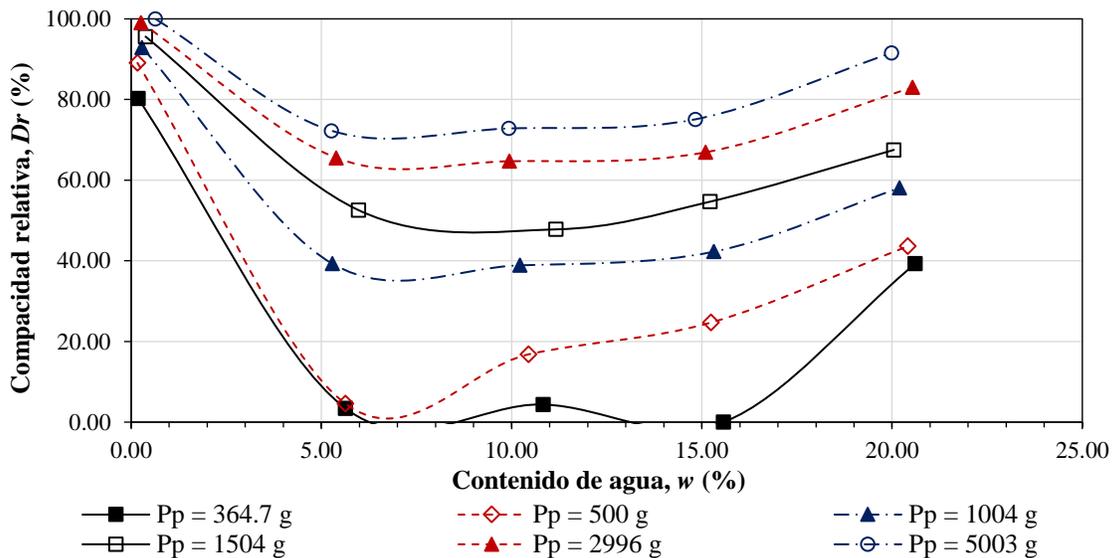


Figura 5.7 Variación de la compacidad relativa en función del contenido de agua.

La relación de vacíos máxima y mínima que alcanza el material son otros datos importantes que se pueden obtener de las pruebas de compactación. Cubrinovski e Ishihara (2002) con el objetivo de analizar la influencia de los finos, la composición granulométrica y la angulosidad de las partículas en la relación de vacíos máxima, $e_{máx}$, mínima, $e_{mín}$, y en el rango de relaciones de vacíos, $e_{máx} - e_{mín}$, presentaron resultados de la caracterización de 300 arenas naturales, incluyendo arenas limpias y arenas con finos.

Tomaron algunas arenas como material base, a las cuales se les agregaron diferentes porcentajes de finos entre 10 – 80%, en su mayoría no plásticos. Utilizaron tres métodos para determinar $e_{máx}$ y $e_{mín}$: el procedimiento estipulado por la Sociedad Japonesa de Geotecnia (JGS) para arenas con menos del 5% de finos, el procedimiento de la Sociedad Americana para Ensaye de Materiales (ASTM) para suelos que contienen más de 15% de finos y procedimientos no estandarizados (NS).

En las Figuras 5.8 y 5.9 se presentan los resultados obtenidos por estos autores que muestran la variación de las relaciones de vacíos máxima y mínima con el porcentaje de finos. Al colocar en estos mismos gráficos los resultados experimentales obtenidos con el método de compactación utilizado en esta investigación se aprecia que, tanto $e_{máx}$ como $e_{mín}$ caen dentro del intervalo de valores que arrojan los resultados reportados por los autores del artículo citado.

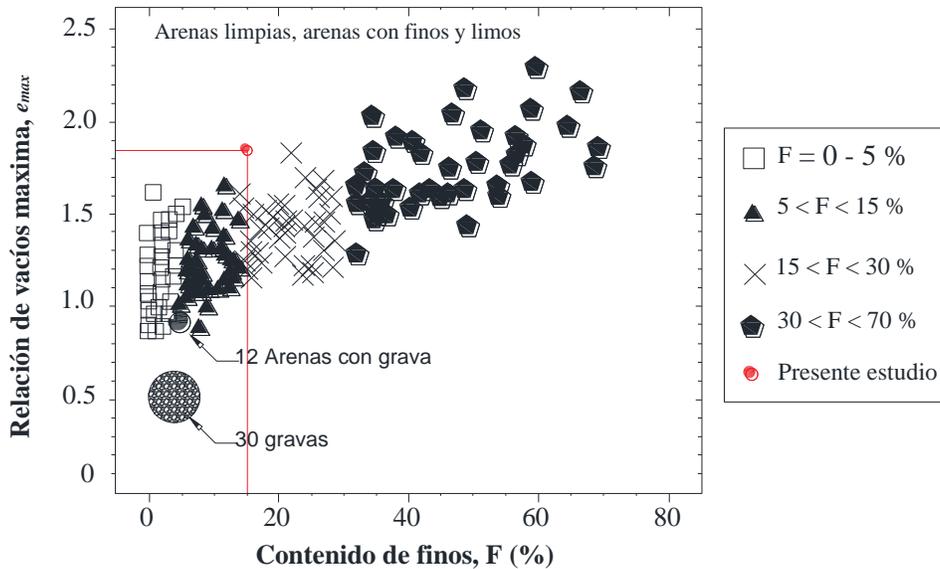


Figura 5. 8 e_{max} en función del contenido de finos (modificado de Cubrinovski e Ishihara, 2002).

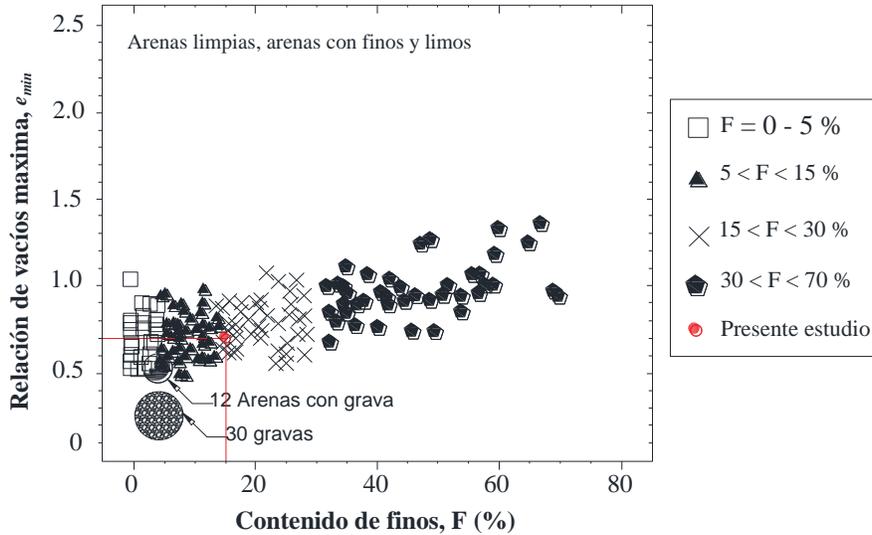


Figura 5. 9 e_{min} en función del contenido de finos (modificado de Cubrinovski e Ishihara, 2002).

5.2. Procedimiento de ensaye

5.2.1. Formación de la probeta

La formación de la probeta se realizó siguiendo el de compactación por amasado propuesto por Flores (2006), el cual consiste en compactar el material por capas, utilizando un pisón de menor diámetro de la probeta, el pisón se coloca sobre la superficie del suelo y se deja caer por peso propio.

Preparación del material

Para la preparación del material fue necesario secar la muestra en el horno para asegurar que tuviera un contenido de agua inicial de 0%, posteriormente se homogeneizó y disgregaron los grumos que se hayan formado en seco. Se define el contenido de agua que debe tener la probeta y se hacen los cálculos pertinentes de pesos de suelo seco y agua, se coloca el material en un recipiente, posteriormente, con un atomizador se va agregando el agua hasta aplicar la cantidad requerida y se mezcla el material hasta lograr una buena homogenización.

Preparación del molde y formación de la probeta

La formación de la probeta consiste en compactar el material en 4 capas, utilizando un pisón de 5.4 cm diámetro, el pisón se coloca sobre la superficie del suelo y se deja caer por peso propio, para la densificación del material se realizaron 10 apisonadas.

En una base de madera se atornilla el pedestal, al cual se le coloca una membrana de látex que se fija con un aro-sello para evitar cualquier tipo de fuga entre la probeta y el medio que la rodea, a continuación se fija el molde partido con una abrazadera y agregando pasta de silicón en las uniones

para evitar cualquier fuga de vacío. El molde cuenta con dos conectores por los cuales se aplica vacío dentro del molde, adhiriendo la membrana a éste. Se coloca papel filtro sobre el pedestal y se vierte el material correspondiente a la primer capa de las cuatro, distribuyéndolo de manera uniforme en la sección del molde. El mismo método de apisonado se aplica a cada una de las capas en el orden que aparece en la Figura 5.10. Ya que se compactó el material de la capa inicial se procede de la misma forma con las subsecuentes y al llegar a la cuarta se coloca una extensión para facilitar el acomodo de la última capa, la cual debe ser enrasada una vez que se haya terminado de compactar.



Figura 5.10 Secuencia de prueba de compactación. a) material necesario, b) preparación del material a un determinado contenido de agua, c) Preparación del material en capas, d) Pisón y molde partido, e) y f) Apisonado del material, y g) Secuencia de apisonado.

5.2.2. Montaje de la probeta

Antes de realizar el montaje de la muestra es necesario preparar la cámara para que esté en condiciones de llevar a cabo el montaje; por lo tanto, se verificó el flujo de agua en las líneas para asegurar que la circulación inicial, la saturación por contrapresión de la probeta y el flujo de agua durante el ensaye esté libre de aire atrapado en las líneas, esta verificación se realizó circulando un volumen de agua por todo el circuito del permeámetro (líneas del flujo inferior y superior). Para sellar la cámara se añade pasta de silicón a los arosellos de la base de la cámara, a la tapa y se extiende una capa de pasta en la parte inferior de la camisa.

Una vez que se ha formado la probeta y preparado la cámara, se desmonta la muestra de la mesa de labrado junto con el molde y sin dejar de aplicar vacío se traslada a la base de la cámara en donde se atornilla el pedestal con el debido cuidado para no afectar la estructura de la probeta. Posteriormente, se pone papel filtro en la parte superior de la muestra seguido y cuidadosamente se coloca el cabezal. Inmediatamente después y con el mayor cuidado posible se acomoda la parte superior de la membrana alrededor del cabezal y se fija con el aro-sello. En seguida se quita el vacío aplicado y se retira el molde cuidadosamente, después de algunos montajes se verificó que la probeta podía mantenerse sin necesidad de aplicar vacío en ausencia del molde.

Una vez colocada la probeta en el permeámetro se coloca la camisa y se ajusta a la base de la cámara, cuidadosamente se coloca la tapa sosteniéndola sobre las varillas de la base con el propósito de poder conectar el cabezal al dren superior, cuando se ha verificado que la conexión se ha hecho correctamente se extiende pasta de silicón alrededor de la parte superior de la camisa y posteriormente se baja la tapa. Para terminar de sellar la cámara se procede al atornillado de las varillas a la tapa. A continuación se conecta la tapa al suministro de contrapresión superior, verificando que la muestra esté aislada por ambos drenes y por el suministro de presión de confinamiento, se procede al llenado de la cámara con agua destilada.

Saturación de la probeta

Las probetas ensayadas en el permeámetro se formaron en condiciones parcialmente saturadas, con grados de saturación entre 20 y 40%. En el presente estudio se buscó estudiar muestras saturadas, para ellos se hizo lo correspondiente para alcanzar grados de saturación mayores al 95%. Después de una serie de pruebas iniciales se vio que las muestras difícilmente alcanzaban un 100% de saturación utilizando el método de contrapresión, por lo que se propuso hacer una etapa previa que consistió en circular agua por la probeta con el propósito de expulsar el mayor volumen de vacíos posible y que con el método de saturación por contrapresión se lograra disolver el aire atrapado.

El sistema de circulación propuesto consistió en unas modificaciones al permeámetro original. Estos cambios consistieron en agregar una línea de entrada al dren inferior del cual se conectó un depósito con agua destilada y desaireada, en el que se midió el volumen de entrada y una al dren superior por la que se conducía el fluido a una bureta graduada donde se medía el volumen de salida. Con este par de líneas se tenía como objetivo producir un flujo de agua con un gradiente hidráulico suficiente para expulsar el aire y que dicho volumen fuera ocupado por agua, pero que la estructura de la muestra no se viera afectada ni se presentara arrastre de finos.

Una vez que se circuló agua por la probeta y se tiene calculado el volumen de entrada y salida se procede a realizar la saturación por contrapresión. Para dar inicio a esta etapa se debe verificar que la muestra esté aislada, es decir, las válvulas de contrapresión y confinamiento estén cerradas, para evitar dañar la estructura del suelo. A continuación se ajusta un esfuerzo de confinamiento igual a 0.6 kg/cm^2 y un esfuerzo de contrapresión de 0.5 kg/cm^2 . Posteriormente, se aplica a la muestra la presión de confinamiento, se registra la lectura inicial de la bureta y luego se abre lentamente la válvula de contrapresión inferior, controlando la velocidad con la que el agua ingresa a la muestra; una vez que se mantiene constante el nivel de agua en la bureta se cierra la válvula y se registra la lectura final de bureta.

El procedimiento descrito se repite dando incrementos en el confinamiento y la contrapresión de 0.5 kg/cm^2 , manteniendo un esfuerzo efectivo de 0.1 kg/cm^2 hasta llegar a un esfuerzo de confinamiento de 3.6 kg/cm^2 y un esfuerzo de contrapresión de 3.5 kg/cm^2 .

Medición de B de Skempton

La verificación del grado de saturación de la probeta se lleva a cabo midiendo el parámetro B de Skempton. La medición se realiza bajo las condiciones en que se finalizó la saturación por contrapresión, por lo regular 24 horas después o en algunas ocasiones 48 horas. La probeta se consideró saturada cuando el parámetro B alcanzó un valor igual o mayor a 0.96 (ASTM D4767-11). Una vez que se obtuvo el valor adecuado de saturación, se procedió a la etapa de consolidación.

Consolidación

La consolidación se inicia inmediatamente después de verificar que la probeta está saturada. Se aísla la muestra y se ajustan las presiones de confinamiento y contrapresión, el primer esfuerzo efectivo aplicado es de 0.2 kg/cm^2 .

A continuación se ajusta el nivel de agua de la bureta inferior, se aplica el esfuerzo de confinamiento a la probeta, una vez que esta presión es uniforme en la cámara se abre la válvula de drenaje inferior

y se inicia el registro de lecturas de la bureta en función del tiempo. La duración de la etapa de consolidación se determinó según las curvas de Taylor y Casagrande, una vez que se definiera la consolidación primaria o hayan transcurrido 24 horas se prosiguió a medir el coeficiente de permeabilidad.

Debido a que el ensayo es no destructivo, se aplicó una serie de esfuerzos efectivos (0.2, 0.4, 0.8, 1.2, 2.0 y 2.8 kg/cm²) entre las cuales se midió el coeficiente de permeabilidad para diferentes cargas hidráulicas.

Medición del coeficiente de permeabilidad

La medición de la conductividad hidráulica se realizó aplicando un flujo ascendente a la muestra. Antes de iniciar, se cierra la válvula de contrapresión inferior, se ajustan los niveles de las buretas de contrapresión (en el caso del dren inferior la bureta se llena y en el superior el nivel de agua se baja); posteriormente, se fijan los valores de contrapresión inferior y superior generando el gradiente hidráulico al que se haya determinado se mediría la permeabilidad. A continuación se abren las válvulas de ambos drenes al mismo tiempo y se inicia la toma de lecturas de permeabilidad en función del tiempo.

El proceso de medición de permeabilidad se repite de dos a tres veces para tres cargas hidráulicas diferentes, esto permitió obtener el valor de k_v cuando el flujo está establecido para cada carga hidráulica y observar el cambio que se presentaba con la variación de este parámetro.

Capítulo 6.

Resultados

6.1. Pruebas de permeabilidad

Como se indicó anteriormente, para evaluar el coeficiente de permeabilidad de los jales en condiciones saturadas, se propuso realizar pruebas de permeabilidad bajo la condición de carga constante. Estas pruebas se llevaron a cabo utilizando el permeámetro de carga constante con pared flexible, donde la muestra puede saturarse por contrapresión y consolidarse a varias condiciones de esfuerzo y en cada una obtener el valor de k .

Se realizaron ocho ensayos con probetas en diferentes condiciones, a partir de los resultados obtenidos de las pruebas de compactación y con el fin de realizar un análisis paramétrico teniendo en cuenta el efecto de la compacidad relativa inicial y el esfuerzo efectivo, la formación de las probetas se llevó a cabo con pesos de pisón de 500, 1500, 3000 y 5000 g, con contenidos de agua de 10 y 20%. Cada una de las muestras se reconsolidó para los esfuerzos efectivos de 0.2, 0.4, 0.8, 1.2, 2.0 y 2.8 kg/cm², para cada una de estas condiciones se obtuvo el coeficiente de permeabilidad induciendo un flujo de agua ascendente en la muestra y para cada incremento de esfuerzo efectivo se varió la carga hidráulica con la que se genera el flujo. La determinación del coeficiente de permeabilidad se llevó a cabo utilizando la ley de Darcy.

Adicionalmente, se realizó una prueba modificando la granulometría del material, con la finalidad de observar la influencia del contenido de finos en la probeta. Esta probeta se ensayó con %F igual a 35%.

De las pruebas ejecutadas se determinaron las relaciones volumétricas iniciales y finales, considerando las dimensiones del molde, contenido de agua inicial, densidad de sólidos, volumen de agua agregado en la etapa de saturación y el volumen de agua expulsado en las etapas de consolidación.

6.1.1. Relaciones volumétricas iniciales y finales

En la Tabla 6.1, se presenta el resumen de las relaciones volumétricas iniciales de cada probeta ensayada; es decir, las condiciones durante el montaje, ya que las propiedades de la probeta cambian durante las etapas de saturación y consolidación. Los resultados obtenidos en las probetas son muy similares a los que se determinaron en las pruebas de compactación.

Tabla 6.1 Relaciones volumétricas iniciales de las probetas ensayadas.

Muestra	Etapa	w %	V _{mta} cm ³	e	Gw %	Dr %	C	γ t/m ³
P_p= 3000 g w=10%	Inicial	9.66	399.01	0.95	26.07	71.29	0.514	1.54
P_p = 5000 g w=10%	Inicial	9.34	399.01	1.00	27.15	76.94	0.500	1.59
P_p = 5000 g w=20%	Inicial	19.51	396.64	0.84	67.67	93.34	0.544	1.89
P_p = 3000 g w=20%	Inicial	19.82	399.01	0.95	60.69	83.65	0.513	1.79
P_p = 500 g w=10%	Inicial	9.40	399.01	1.61	17.02	20.34	0.384	1.22
P_p = 500 g w=20%	Inicial	19.72	399.01	1.22	47.07	57.70	0.451	1.57
P_p = 500 g w=10%	Inicial	9.46	399.01	1.64	16.77	16.97	0.379	1.21
P_p = 3000 g w=10% 35%F	Inicial	9.46	399.01	1.00	27.85	-	0.500	1.61

Debido a que la cámara de ensaye no cuenta con sensores internos que puedan medir el cambio de dimensiones de la muestra, las relaciones volumétricas para cada etapa e incremento de esfuerzo de consolidación se determinaron tomando en cuenta el cambio volumétrico que presenta la muestra durante las etapas de saturación y consolidación. Dichas relaciones se presentan en la Tabla A.1.

Como es de esperarse, el cambio en las relaciones volumétricas provoca un incremento en la relación de vacíos, porosidad y peso volumétrico seco; esto es por efecto del esfuerzo efectivo aplicada en la etapa de saturación y en cada uno de los incrementos de esfuerzo de consolidación. En el caso de las probetas en estado suelto, el cambio de las propiedades es más notorio debido a la densificación de la probeta al utilizar un esfuerzo de confinamiento mayor en la etapa de circulación de agua previa a la saturación de la probeta, este efecto provoca un cambio en las dimensiones de la probeta, que deben considerarse en el cálculo de las nuevas relaciones volumétricas y características físicas que se presentan una vez saturada la muestra.

6.1.2. Comportamiento de las curvas tiempo-permeabilidad

La permeabilidad registrada a lo largo del tiempo muestra una tendencia prácticamente lineal, congruente con un flujo establecido. El intervalo de variación para los resultados es mayor para mediciones realizadas cuando la muestra fue consolidada a un esfuerzo efectivo entre 0.2 kg/cm² y

0.8 kg/cm², mientras que para esfuerzos efectivos más altos la dispersión de los resultados es menor (Figura 6.1).

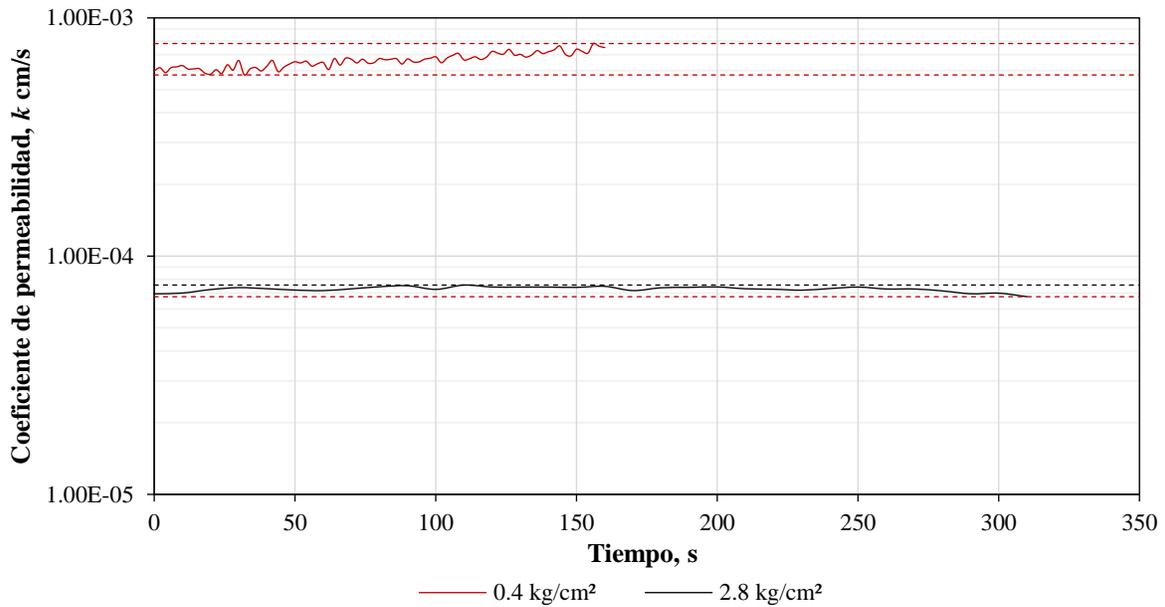


Figura 6.1 Relación entre resultados consecutivos obtenidos para k.

Otro de los fenómenos que se pueden observar es una aparente disminución del coeficiente de permeabilidad a lo largo del tiempo, más visible en ensayos con tiempos de corta duración, esto se debe a la pérdida de carga hidráulica por la disminución de la columna de agua en la bureta de contrapresión inferior, este cambio en la carga puede ser de hasta 30 cm de columna de agua, es decir se reduce la presión en la bureta en un rango de 0.00 - 0.03 kg/cm², dependiendo del volumen de agua que se permita fluir por la probeta. Para lograr que este efecto de disminución de carga fuera menor el equipo tuvo que ser modificado, cambiando la bureta interna de contrapresión inferior por una de mayor diámetro que permitiera tener un gasto mayor con una reducción de altura menor, en el caso de la contrapresión superior se colocó únicamente una bureta con un diámetro ocho veces mayor con la finalidad de que el aumento de la columna de agua fuera el mínimo posible.

6.1.3. Influencia de la carga hidráulica

Kaoser et al. (2006) realizaron pruebas en un permeámetro de carga constante de pared rígida, estudiaron la variación de la permeabilidad en función de la carga hidráulica (Figura 6.2), en sus resultados se observa que la variación llega a ser de dos órdenes de magnitud para la misma muestra, y en otros casos la variación apenas es perceptible.

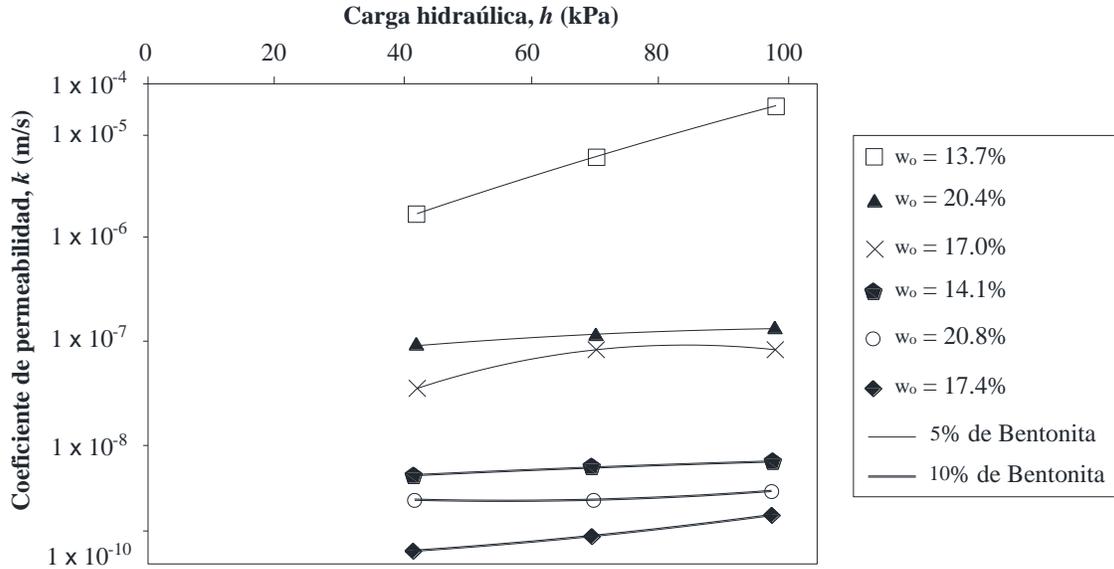


Figura 6.2 Variación de la permeabilidad con el aumento de la carga hidráulica (modificado de Kaoser et al., 2006).

Para cada esfuerzo de consolidación aplicado a las muestras se midió la permeabilidad variando la carga hidráulica incrementándola entre 0.01 y 0.02 kg/cm², es decir, entre 10 y 20 cm de carga. La Figura 6.3 muestra la variación que presenta la permeabilidad medida en una de las muestras ensayadas, se puede observar que en la medida que aumenta la carga hidráulica la permeabilidad decrece, variando el coeficiente de permeabilidad en menos de 1%. Esta reducción puede deberse a un cambio en la estructura de la muestra por el posible arrastre de finos generado reflejándose en una pequeña reducción del valor de k .

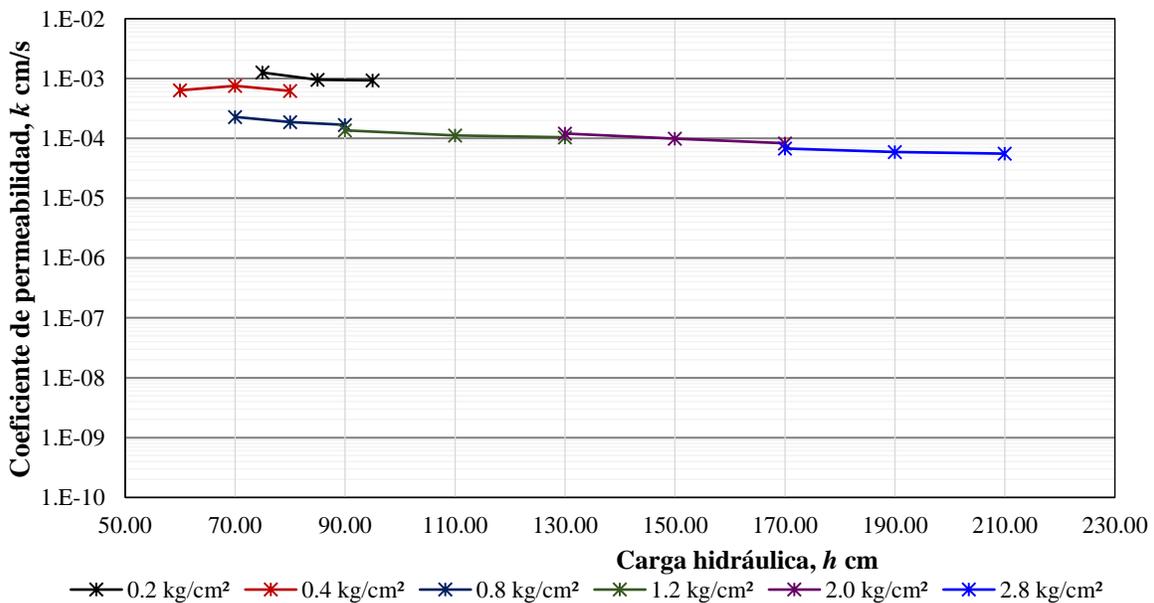


Figura 6.3 Comportamiento de los resultados de k al variar la carga hidráulica.

6.1.4. Determinación del coeficiente de permeabilidad

La determinación del coeficiente de permeabilidad de la muestra sometida a un esfuerzo efectivo determinado se obtuvo haciendo una corrección a los datos registrados por el programa. El software utiliza la ecuación para el principio de carga constante y considera las dimensiones registradas en la configuración de la prueba, las cuales corresponden al estado inicial de la probeta, las cuales deben ser corregidas por el cambio que presentan debido a la expulsión de agua en la etapa de consolidación.

Para hacer dicho cálculo se utilizaron las ecuaciones propuestas por Flores (2015), en las que considerando el esfuerzo efectivo aplicado, el cambio volumétrico de la probeta y las dimensiones iniciales; calcula las nuevas dimensiones que tiene la muestra que deben ser utilizadas en el cálculo del coeficiente de permeabilidad.

Para cada etapa de consolidación se registraron nueve series de medición con tres cargas hidráulicas distintas, para cada una se calculó el valor promedio de k , con los cuales se obtuvo un valor medio para el coeficiente de permeabilidad. En la Figura 6.4 se presenta el registro de datos de un ensaye completo.

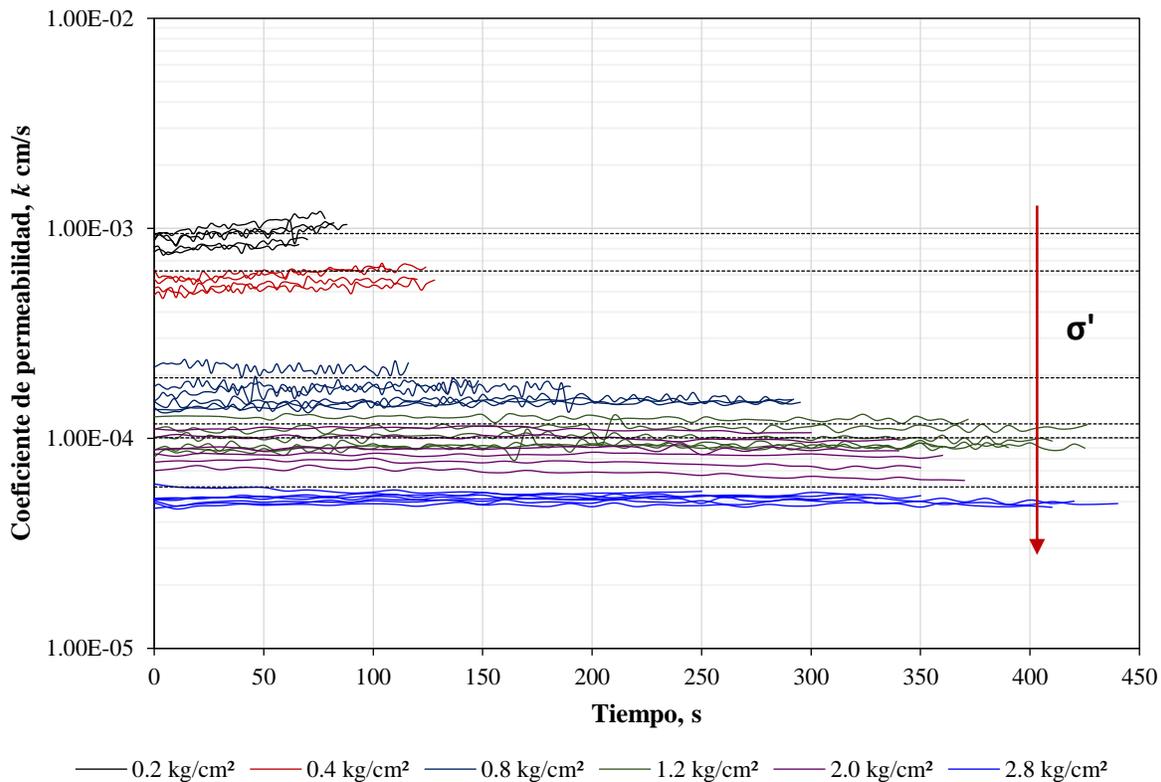


Figura 6.4 Resultados obtenidos para una prueba en permeámetro de carga constate.

En la Tabla 6.3 se presentan los resultados obtenidos en las pruebas realizadas.

Tabla 6.2 Resumen de resultados obtenidos.

Muestra	Etapas	σ' kg/cm ²	e	G_w %	Dr %	C	k cm/s	γ t/m ³
Topia 1 Pp= 3000 g w=10%	1	0.20	1.07	97.85	72.20	0.483	1.69E-03	1.91
	2	0.40	1.06	97.84	72.95	0.485	1.34E-03	1.92
	3	0.80	1.03	97.77	76.14	0.493	9.65E-04	1.93
	4	1.20	1.01	97.72	78.33	0.499	7.92E-04	1.94
	5	2.00	0.97	97.63	82.03	0.508	7.00E-04	1.96
	6	2.80	0.94	97.55	85.00	0.517	6.06E-04	1.97
Topia 2 Pp= 5000 g w=10%	1	0.20	1.00	95.33	77.09	0.500	3.15E-03	1.93
	2	0.40	1.00	95.31	77.40	0.501	3.15E-03	1.93
	3	0.80	0.97	95.20	79.64	0.506	1.91E-03	1.94
	4	1.20	0.96	95.11	81.45	0.511	1.23E-03	1.95
	5	2.00	0.92	94.94	84.70	0.520	9.16E-04	1.97
	6	2.80	0.91	94.88	85.86	0.523	8.63E-04	1.97
Topia 3 Pp= 5000 g w=20%	1	0.20	0.84	97.37	93.49	0.544	1.85E-03	2.03
	2	0.40	0.83	97.35	93.91	0.545	1.25E-03	2.03
	3	0.80	0.82	97.31	95.17	0.549	8.61E-04	2.04
	4	1.20	0.81	97.28	96.22	0.552	7.18E-04	2.04
	5	2.00	0.79	97.22	98.00	0.558	5.75E-04	2.05
	6	2.80	0.77	97.15	99.95	0.564	4.71E-04	2.06
Topia 4 Pp= 3000 g w=20%	1	0.20	0.95	95.61	84.11	0.514	2.83E-03	1.96
	2	0.40	0.94	95.57	84.98	0.516	1.34E-03	1.96
	3	0.80	0.92	95.47	86.95	0.522	9.10E-04	1.98
	4	1.20	0.90	95.40	88.32	0.526	7.32E-04	1.98
	5	2.00	0.85	95.12	93.27	0.540	3.57E-04	2.01
	6	2.80	0.83	95.02	94.86	0.545	2.53E-04	2.02
Topia 5 Pp= 500 g w=10%	1	0.20	1.04	98.58	75.14	0.491	1.66E-03	1.93
	2	0.40	1.01	98.54	77.86	0.497	1.07E-03	1.94
	3	0.80	0.97	98.48	81.37	0.507	6.65E-04	1.96
	4	1.20	0.95	98.45	83.53	0.512	5.14E-04	1.97
	5	2.00	0.91	98.39	87.09	0.522	4.11E-04	1.99
	6	2.80	0.89	98.35	89.27	0.529	3.40E-04	2.00
Topia 6 Pp= 500 g w=20%	1	0.20	0.97	95.68	81.28	0.506	1.30E-03	1.95
	2	0.40	0.96	95.60	82.95	0.511	9.60E-04	1.95
	3	0.80	0.92	95.44	86.22	0.520	5.71E-04	1.97
	4	1.20	0.90	95.34	88.11	0.525	4.47E-04	1.98
	5	2.00	0.87	95.17	91.12	0.534	3.34E-04	2.00
	6	2.80	0.85	95.05	93.22	0.540	2.75E-04	2.01
Topia 7 Pp= 500 g w=10%	1	0.20	1.05	97.99	73.89	0.487	1.11E-03	1.92
	2	0.40	1.03	97.94	76.38	0.494	6.69E-04	1.93
	3	0.80	0.98	97.84	80.64	0.505	1.94E-04	1.95
	4	1.20	0.96	97.79	82.99	0.511	1.17E-04	1.97
	5	2.00	0.92	97.70	86.37	0.520	1.00E-04	1.98
	6	2.80	0.90	97.64	88.86	0.527	6.04E-05	2.00
Topia 8 Pp= 3000 g w=10 35%F	1	0.20	0.72	98.85		0.582	1.16E-04	2.04
	2	0.40	0.66	98.75		0.603	4.25E-05	2.07
	3	0.80	0.62	98.67		0.618	1.49E-05	2.10
	4	1.20	0.60	98.63		0.626	7.96E-06	2.11
	5	2.00	0.57	98.56		0.637	5.19E-06	2.23
	6	2.80	0.55	98.51		0.645	2.04E-06	2.25

6.1.5. Efecto del esfuerzo efectivo.

En la Figura 6.5 se muestra la variación del coeficiente de permeabilidad respecto a la relación de vacíos y compacidad relativa. La densificación de la muestra debido al aumento del esfuerzo efectivo produce el aumento de la compacidad relativa, por lo tanto, la disminución de la permeabilidad de las muestras; sin embargo, no se define un comportamiento claro respecto a las condiciones iniciales de las probetas.

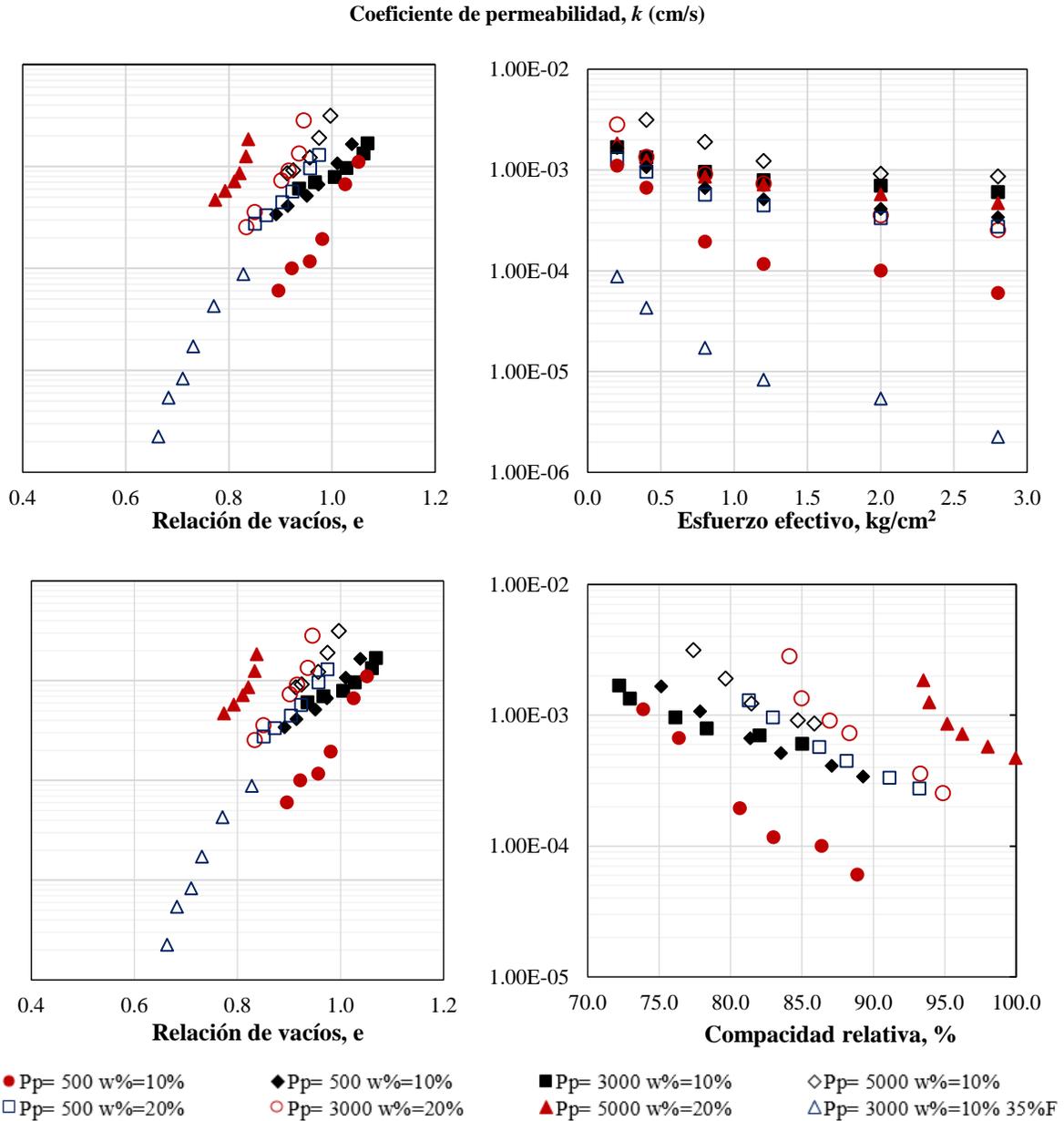


Figura 6.5 Influencia del esfuerzo efectivo en la compacidad relativa, relación de vacíos y permeabilidad.

Como se mencionó anteriormente, la permeabilidad de un suelo está afectada por un número considerable de variables, lo cual dificulta determinar una relación de comportamiento respecto a la compacidad relativa, relación de vacíos o contenido de agua inicial.

En la Figura 6.6 se presentan los resultados obtenidos, las muestras ensayadas tienen un rango de relación de vacíos de entre 0.77 a 1.07 en muestras con porcentaje de finos igual a 15% y de 0.66 a 0.83 en la probeta de 35 %F. Se puede observar que el coeficiente de permeabilidad para muestras con un bajo contenido de finos varía en dos órdenes de magnitud (10^{-3} a 10^{-5} cm/s), en el caso de la probeta con un porcentaje de finos más alto se obtienen permeabilidades más bajas (10^{-5} a 10^{-6} cm/s), denotando la influencia que puede tener este parámetro en el valor de k .

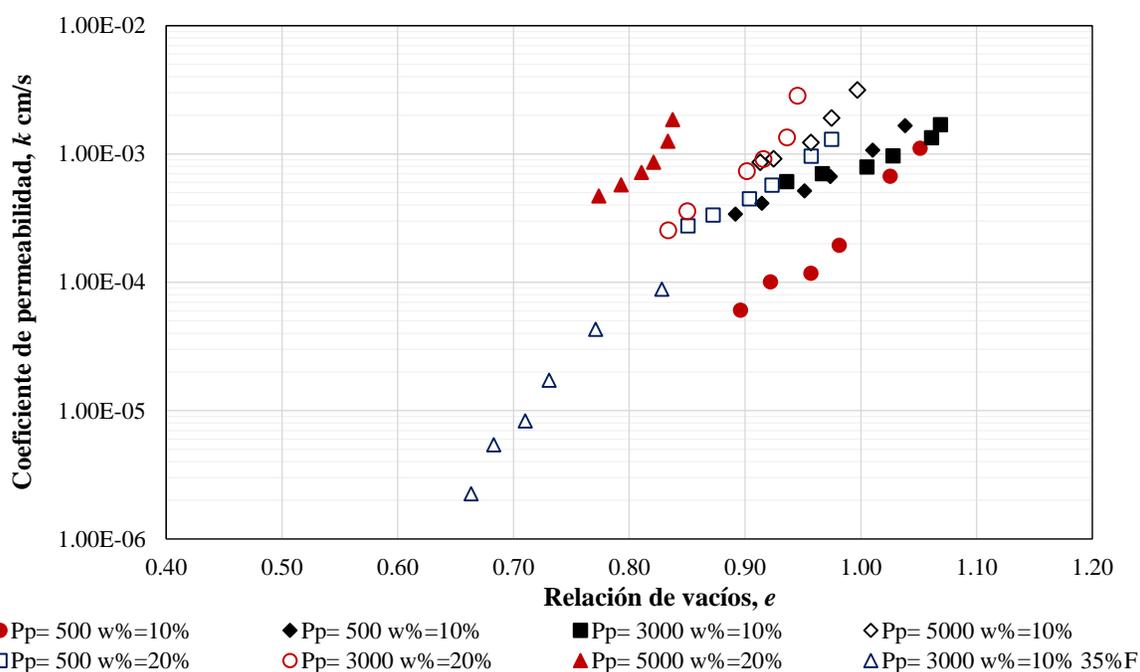


Figura 6.6 Resultados obtenidos en muestras de jales ensayas en permeámetro de carga constante.

6.1.6. Coeficiente de permeabilidad para diferentes jales.

Para complementar el estudio realizado y verificar los valores obtenidos, se hizo un compendio de pruebas de campo y de triaxiales tipo CU de las que de manera indirecta se obtuvo el coeficiente de permeabilidad. A continuación se describen dichos resultados.

Pruebas Triaxiales CU

Se cuenta con 29 pruebas tipo CU en muestras inalteradas extraídas de un depósito minero. Para determinar el coeficiente de permeabilidad se utilizó la expresión que se deduce de la teoría de consolidación de Terzaghi:

$$k = \frac{a_v H^2 \gamma_w}{5(1 + e)t_{50}}$$

Los datos necesarios para el cálculo de k se toman de los registros de las pruebas y el t_{50} se obtiene de las curvas de disipación de poro de cada una de las pruebas. En el Anexo B se presenta una tabla resumen con los datos de cada probeta y el cálculo del coeficiente de permeabilidad, así como las gráficas de disipación de poro correspondientes.

En la Figura 6.7 se muestra la permeabilidad del material en función del porcentaje de finos, se puede observar en algunos sondeo el aumento del porcentaje de finos en la muestra provoca una disminución del coeficiente de permeabilidad, pero en otros casos este comportamiento no se presenta.

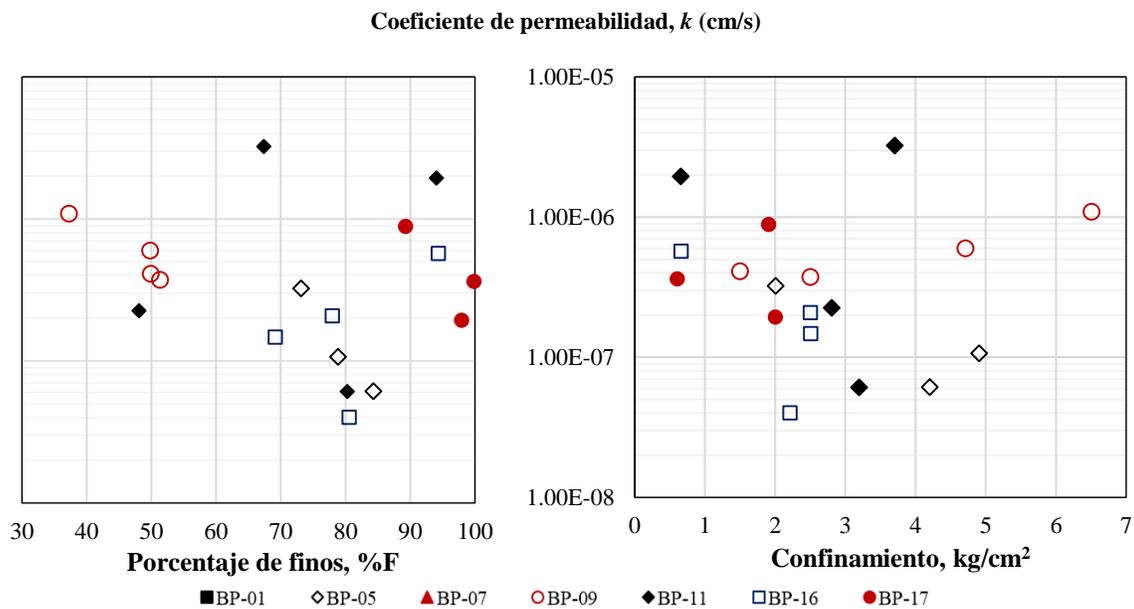


Figura 6.7 Variación de la permeabilidad con el porcentaje de finos y el esfuerzo de confinamiento aplicado.

En la Figura 6.8 se observa k en función de la relación de vacíos de las probetas, al igual que en las probetas ensayadas en el permeámetro de carga constante, la relación entre la permeabilidad y la relación de vacíos no define un comportamiento patrón, ya que una muestra con una relación de vacíos más alta tiene una permeabilidad más baja que una con un valor de e mucho más bajo.

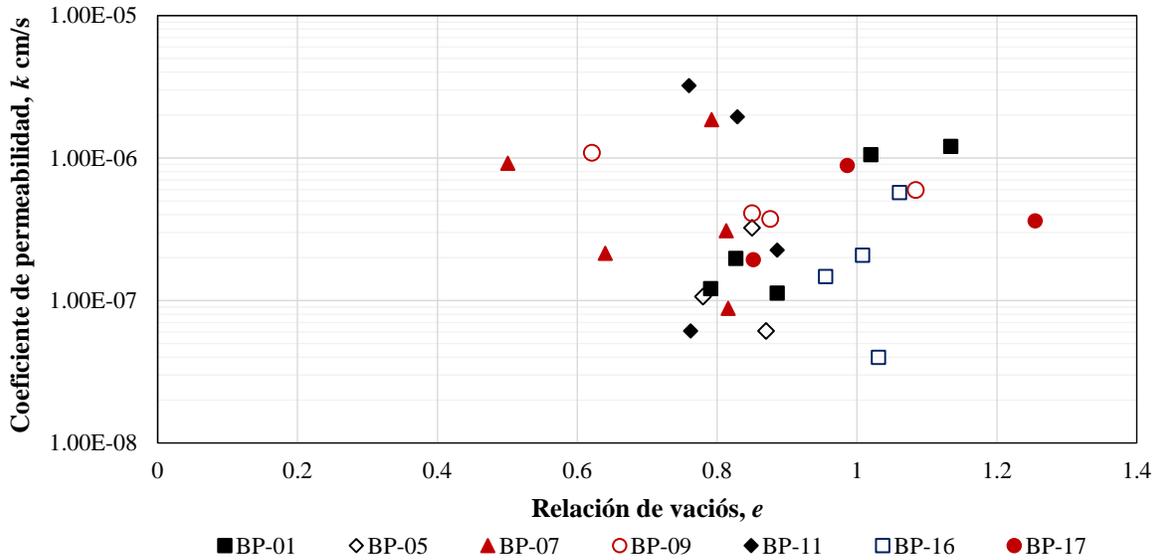


Figura 6.8 Permeabilidad determinada por métodos indirectos.

Pruebas de campo tipo Lefranc

Los resultados de pruebas Lefranc realizadas a dos depósitos mineros se presentan en la Figura 6.9, se puede observar que el valor de k está entre $10^{-4} - 10^{-6}$ cm/s, es importante recordar que en pruebas de campo se puede considerar la influencia de otros factores que se presentan en la macroestructura de un suelos.

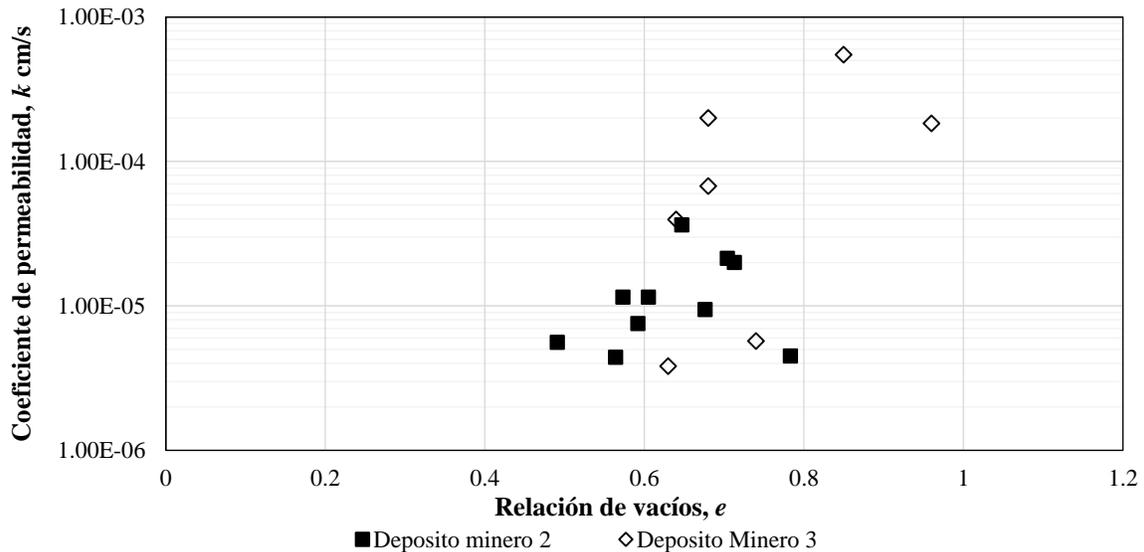


Figura 6.9 Permeabilidad obtenida por pruebas de campo tipo Lefranc.

Con los datos obtenidos del depósito minero 2 se puede observar que a mayor profundidad la permeabilidad disminuye en un rango de 40 m varía un orden de magnitud (véase Figura 6.10).

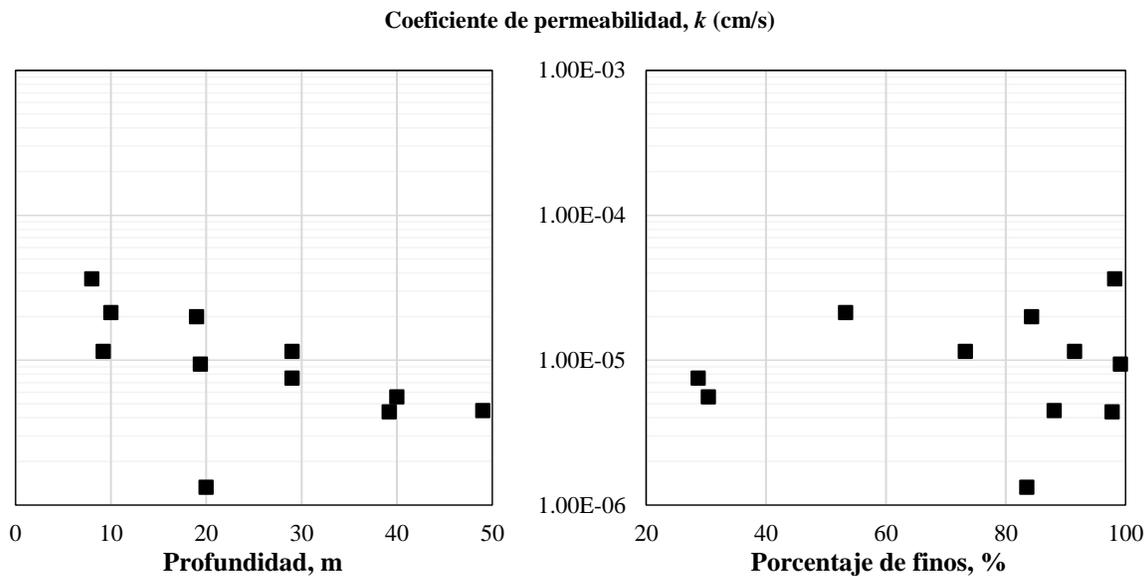


Figura 6.10 Variación de la permeabilidad en función de la profundidad y el porcentaje de finos.

La relación entre el porcentaje de finos y la permeabilidad aun no es muy clara, pero en el rango de 10 a 30% de finos la variación de k está arriba de un orden de magnitud. La diferencia más marcada en permeabilidad la tienen los jales con un %F mayor al 40%. En la Figura 6.11 se observa que se definen dos zonas que separan los jales con un %F menor al 30% y los de mayor del 40%, esto puede indicar el cambio de la estructura del suelo.

Los resultados obtenidos en las pruebas realizadas en el permeámetro de carga constante son congruentes con las presentadas por Valenzuela (2015), tanto para materiales con contenido de finos menor al 30% como para los de mayor al 40%. A pesar de las diferencias observadas en la determinación de la permeabilidad por el tipo de prueba empleada, se puede definir un rango de valores para jales con un porcentaje de finos menor al 30% ($10^{-2} - 10^{-5}$ cm/s) y de igual forma para aquellos mayores del 40% de finos ($10^{-6} - 10^{-8}$ cm/s).

Las pruebas realizadas en campo se ubican en una franja de valores de $10^{-5} - 10^{-6}$ cm/s, con relaciones de vacíos entre 0.4 y 0.8, a pesar de ser muestras con un porcentaje de finos mayor al 50% los valores de k determinados en campo difieren de los valores típicos obtenidos en el laboratorio, esto puede ser debido a la macro estructura del suelo, es decir, la existencia de grietas, intercalaciones de materiales más arenosos, así como también por las diferencias que existen entre las pruebas de campo y las condiciones que tienen las pruebas de laboratorio.

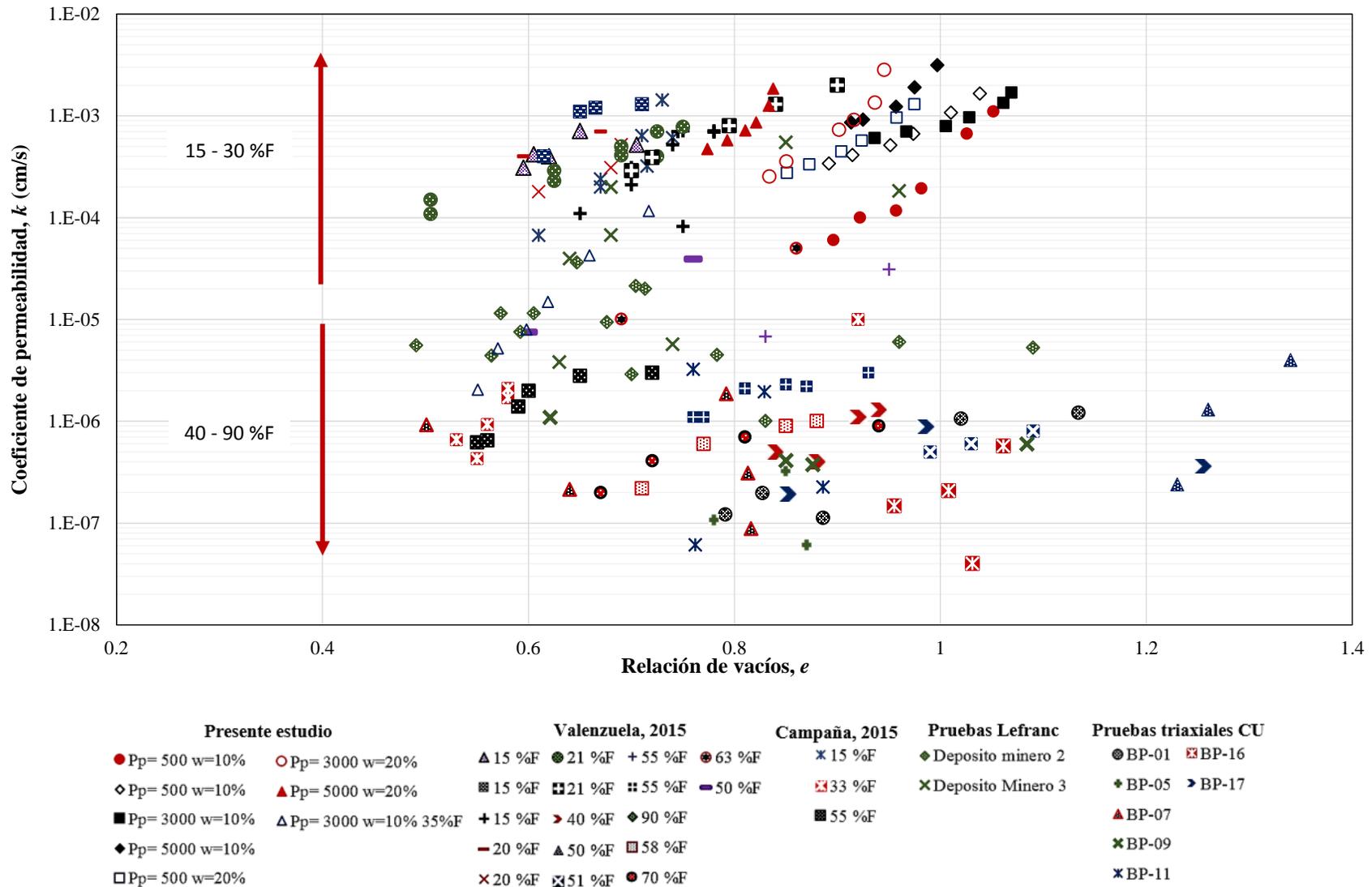


Figura 6.11 Permeabilidad k (cm/s) en función de la relación de vacíos para arenas de jales con diferentes contenidos de finos.

Capítulo 7.

Conclusiones

El objetivo general de este trabajo fue la instrumentación y semi-automatización de dos permeámetros de carga constante y el estudio de la permeabilidad de jales. A continuación se presentan las principales conclusiones obtenidas para cada una de las etapas mencionadas:

7.1. Instrumentación y semi-automatización del equipo

La importancia de la instrumentación de equipos de laboratorio cada día es mayor, ya que permite desarrollar pruebas que disminuyen la incertidumbre en los resultados, permitiendo así conocer el comportamiento de los suelos.

Con este tipo de instrumentación se puede realizar mediciones más precisas, un monitoreo en tiempo real en cada etapa de la prueba, lo que da la oportunidad de tomar decisiones respecto al desarrollo de la misma o si es el caso poder identificar fallas que presente la prueba y de ser posible corregirlo.

El uso de una interfaz gráfica con el usuario vuelve más versátil el equipo, haciéndolo más accesible para el usuario y tener un mejor control de la prueba.

En conjunto todo el diseño del equipo permite tener un enorme potencial para la generación de información del comportamiento del suelo que permite caracterizarlo de mejor manera.

7.2. Procedimiento experimental

La formación y montaje de las muestras ensayadas requiere de un procedimiento cuidadoso con el fin de evitar alteraciones en su estructura. Obtener el grado de saturación mayor al 95% presentó un reto en el desarrollo del trabajo de laboratorio, que requirió de modificaciones en el esquema del permeámetro y la determinación de un procedimiento de montaje para evitar que la estructura de la probeta se rompiera. En el caso de las muestras más sueltas fue necesario aplicar un esfuerzo de confinamiento que sostuviera la muestra mientras se realizaba la etapa de circulación de agua.

7.3. Descripción del material

Los jales estudiados se clasifican según el SUCS como SM-arena limosa. La gravedad específica es de 2.91, la distribución granulométrica se la efectuó mediante el tamizado por vía húmeda del material obteniéndose que la porción en peso de material fino ($<0.075\text{mm}$) es el 15%, arena (entre 0.075 y 4.75mm) es el 85%, no se contiene material de tamaño tipo grava.

Las condiciones más sueltas del material en las pruebas de compactación (relación de vacíos máxima) se lograron en condiciones húmedas, mientras que las más densas (relación de vacíos mínima) en condiciones secas. Cuando se depositan las partículas en un ambiente húmedo existe una mayor aleatoriedad en la microestructura (orientación de granos y contacto interparticular) que cuando se lo efectúa en un ambiente seco (Fernández, 2016).

La relación de vacíos máxima igual a 1.82 se obtuvo para un peso de pisón de 346.7 g y un contenido de agua de 15%; asimismo, la relación de vacíos mínima fue de 0.78, para un peso de pisón de 5003 g y un contenido de agua de 0%. Valores similares a los obtenidos por Cubrinovski e Ishihara (2002), con arenas naturales.

7.4. Resultados

Se observó que los resultados obtenidos en muestras reconstituidas no presentan diferencias significativas con los valores reportados por otros autores que han estudiado materiales de este tipo.

Determinar el valor de k es muy complejo, las variables que intervienen en este parámetro no permiten definir un valor absoluto, presentando variaciones según el método de determinación. En el caso de muestras reconstituidas es complicado reproducir las características originales de la estructura de suelo in situ ya que no se puede reproducir la macroestructura de la masa de suelo de un depósito de residuos mineros.

El coeficiente de permeabilidad obtenido con diferentes tipos de pruebas arroja valores distintos que varían en dos órdenes de magnitud. Debe tenerse en cuenta que cada metodología tiene consideraciones específicas o las condiciones del material cambian, es decir, una prueba de laboratorio mide la permeabilidad vertical, mientras que las pruebas de campo es una medición radial del coeficiente. La determinación indirecta de k también diferirá si las curvas de consolidación o disipación de presión de poro son obtenidas de pruebas en consolidómetro o triaxiales, pues la aplicación de la carga es diferente.

A pesar de las diferencias observadas en la determinación de la permeabilidad por el tipo de prueba empleada, se puede definir un rango de valores para jales con un porcentaje de finos menor al 30% ($10^{-2} - 10^{-5}$ cm/s) y de igual forma para aquellos mayores del 40% de finos ($10^{-6} - 10^{-8}$ cm/s).

La relación de la permeabilidad con el porcentaje de finos y compacidad relativa no es muy clara, los datos con los que se contó en este trabajo no permitió observar un comportamiento general respecto a estas características.

7.5. Recomendaciones

Se recomienda optimizar el funcionamiento del aparato mediante la adición de sensores impermeables de “no contacto” con la finalidad de poder monitorear los cambios radiales de la probeta a lo largo del ensaye y poder así controlar las variaciones volumétricas y de relación de vacíos de la probeta.

Para complementar el estudio del comportamiento de la permeabilidad en jales, se sugiere realizar pruebas en materiales con un porcentaje de finos superior al 50%, así como también llevar a cabo pruebas en muestras inalteradas.

Con el objetivo de determinar la relación del coeficiente de permeabilidad obtenido por diferentes metodologías, debería plantearse la posibilidad de caracterizar el material de un solo sitio, en el que se puedan realizar pruebas de campo, obtención de muestras inalteradas y reconstituidas para ensayar en permeámetro de carga constante, equipo triaxial y consolidómetro.

Referencias

- AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B. y CHAPUIS, R. P. (1996). *Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines*. Canadian Geotechnical Journal, 33: 470-482.
- AUBERTIN, M., CHAPUIS, R. P., AACHIB, M., BUSSIÈRE, B., RICARD, J.-F., Y TRAMBLAY, L. (1995). *Évaluation en laboratoire de barriers sèches construites à partir de résiduos miniers*. Mine Environmental Nutral Drainage (MEND) Reporte 2.22.2^a (Secretariat CANMET, Ottawa, Ont.
- AUSTRALIAN NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS - ANCOLD (1999). *Guidelines on tailings dam design, construction and operation*. Australia.
- BARKENOW U., PAUL M. Y JAKUBICK A. (2002) “*Advanced laboratory compression tests and piezocone measurements for evaluation of time-dependent consolidation of fine tailings*” Tailings and mine Waste. Netherlands.
- BERNAL, L. M. (2015). *Influencia de la compacidad relativa y el esfuerzo efectivo en el comportamiento esfuerzo-deformación de jales saturados*, Tesis que para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- BJELKEVIK, A., KNUTSSON, S. (2005). “*Swedish tailings – Comparison of mechanical properties between tailings and natural geological materials*” Proceedings securing the future, International Conference on Mining and the Environment Metals and Energy Recovery, pp. 117.
- BRISEÑO, J., HERRERA, G. (2010). *A space-time ensemble kalman filter for state and parameter estimation of groundwater transport models*. Resumen publicado en las memorias del European Geosciences Union General Assembly 2010. Vienna, Austria, Mayo 2010.
- BUSSIÈRE, B. (2004). “*Colloquium 2004: Hydrogeotechnical Properties of Hard Rock Tailings from Metal Mines and Emerging Geoenviromental Disposal Approaches.*” Canadian Geotechnical Journal, 44 (9), 1019-1052.
- CANCELA, R. M. (1987). *Comportamiento geotécnico de presas de residuos bajo acciones estáticas y dinámicas*. Tesis que para obtener el grado de Doctor Ingeniero de caminos, canales y puertos. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.

CARMI, C. (2013). *Variación de la permeabilidad y parámetros de consolidación en relaves tratados con agua de mar*. Memoria para optar por al título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile. Santiago de Chile

CARRIER, D. (2003). *Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman*. Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering, 129(11), 1054-1056.

CHAPUIS, R., & AUBERTIN, M. (2003). *Predicting the Coefficient of Permeability of Soils using the Kozeny-Carman Equation*. Departement des génies civil, géologique et des mines. École Polytechnique de Montréal.

CUBRINOVSKI, M., e ISHIHARA, K. (2002). *Maximum and minumum void ratio characteristics of sands*. *Soils and Foundation*. Vol. 42, No. 6, December, pp 65-78.

DE LA ROSA, R. J. (2008): *Diseño, instrumentación y puesta en servicio de un permeámetro de carga constante*, Tesis que para obtener el grado de Maestro en Ciencias. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, Instituto Politécnico Nacional.

ESCOBEDO B. (2011) “*Análisis de estabilidad de la presa de jales No. 5, unidad minera La Negra, Querétaro*” Tesis que para obtener el título de Ingeniería de Minas y Metalurgia, México D.F

FELL, R. (2015). *Geotechnical engineering of dams*. Second edition. Taylor & Francis Group. Boca Raton - California, USA.

FEMI, A., DEJIANG, L., LES, S. Y SHOUHONG, W. (2004) *Laboratory testing of sediment trap efficiency of seepage flow through rockfill dyke*. In *Bridging the Gap: Meeting the World's Water and Environmental Resources Challenges* (pp. 1-10). ASCE.

FLORES, O. (1996). *Propiedades dinámicas de jales*. Tesis para optar al grado de Maestro en Ingeniería (Mecánica de Suelos). División de estudios de posgrado Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México - UNAM. México DF. México.

FLORES, O. (2008). *Módulo de rigidez y relación de poisson dinámicos obtenidos en la franja del tercio medio en probetas de suelo granular*. Tesis para optar al grado de Doctor en Ingeniería. División de estudios de posgrado. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., México.

FLORES, O., AGUILAR, H., REYES, L., y OROZCO, R. (2010). *Diseño geotécnico de una presa de jales en el estado de Hidalgo*. Memorias de la XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Acapulco– Guerrero, México.

FLORES, O. (2015). Comunicación personal.

HEAD, K.H. (1982) *Manual of Soil Laboratory Testing Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests*. John Wiley & Sons Inc. New York. 454 pp.

INTERNATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS ICOLD (1996), Boletín 106: *A Guide to Tailing Dams and Impoundments; Design, construction, use and rehabilitation*.

KAOSER, S.; BARRINGTON S., ELEKTOROWICZ, M. Y AYADAT, T. (2006). “*The influence of hydraulic gradient and rate of erosion on hydraulic conductivity of sand-bentonite mixtures*”. McGill University, Canada

LAMBE, T. W. Y WHITMAN, R. V. (1969). *Mecánica de Suelos*. Limusa – Wiley, México.

LOTTERMOSER, B.G., (2007). *Mine Wastes: Characterization, treatment and environmental impacts*. Springer 3th ed. Berlin Heidelberg, New York, 304 pp.

MITCHELL, J. & SOGA, K. (1995) “*Fundamentals of Soil Behavior*”, tercera edición, John Wiley & Sons, Inc., Estados Unidos de América.

MUÑOZ, J., (1986). *La Minería en México. Bosquejo Histórico*. Universidad Nacional Autónoma de México. En: Quinto Centenario, Universidad Complutense de Madrid, 11, 145-156. Disponible en: <http://revistas.ucm.es/index.php/QUCE/article/view/QUCE8686220145A/1787>

QIU, Y. Y SEGO, D. (2001), “*Laboratory properties of mine tailings*”, Canadian Geotechnical Journal, vol. 38, no. 1, pp. 183-190

RAMÍREZ, S., (1884). *La riqueza minera de México*. Oficina Tipográfica de la Secretaría de Fomento, 21-58. Disponible en: <http://cdigital.dgb.uanl.mx/la/1080006385/1080006385.html>

SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES. *Norma oficial mexicana (NOM-141-SEMARNAT-2003)*, Que establece el procedimiento para caracterizar los jales, así como las especificaciones y criterios para la caracterización y preparación del sitio, proyecto, construcción, operación y postoperación de presas de jales. México.

SHAMSAI, A., PAK, A., BATENI, S., y AYATOLLAHI, S. (2007). *Geotechnical characteristics of copper mine tailings: a case study*. Geotechnical and Geologic Engineering. Volume 25, Issue 5, October, pp 591-6

VALUENZUELA, L. (2015). “*Tailings dams and hydraulic fills. The 2015 Casagrande Lecture*”, Geotechnical Synergy in Buenos Aires 2015, 5-49 p.

VICK, S.G. (1990). *Planning, Design and Analysis of Tailings Dams*. BiTech Publishers Ltd.

VOLKE T. Y VELASCO J. (2002). *Tecnologías de remediación para suelos contaminados*. Instituto Nacional de Ecología, México, 64 pp

WELCH, JONATHAN PAUL (1993) *Water flow through tailings dams*, Tesis para optar al grado de Doctor en Filosofía. Universidad de Durham.

WICKLAND, B. (2006) *Volume change and permeability of mixtures of waste rock and fine tailings*. Tesis para optar por el grado de Doctor en Filosofía. Universidad de British Columbia.

Anexo A.

Curvas de Coeficiente de permeabilidad - tiempo

Tabla A. 1 Relaciones volumétricas por etapa.

Etapas	σ' kg/cm ²	w %	V_{mta} cm ³	e	Gw %	Dr %	C	γ t/m ³
Topia 1 P_p = 3000 g w=10%								
Circulación		9.66	399.01	1.08	72.48	71.29	0.481	1.78
Saturación		9.66	399.01	1.08	97.87	71.29	0.481	1.91
1	0.20	35.94	397.21	1.07	97.85	72.20	0.483	1.91
2	0.40	35.68	395.71	1.06	97.84	72.95	0.485	1.92
3	0.80	34.54	389.35	1.03	97.77	76.14	0.493	1.93
4	1.20	33.76	385.00	1.01	97.72	78.33	0.499	1.94
5	2.00	32.44	377.62	0.97	97.63	82.03	0.508	1.96
6	2.80	31.38	371.71	0.94	97.55	85.00	0.517	1.97
Topia 2 P_p = 5000 g w=10%								
Circulación		9.34	399.01	1.00	50.73	76.94	0.500	1.71
Saturación		9.34	399.01	1.00	95.33	76.94	0.500	1.93
1	0.20	32.76	398.70	1.00	95.33	77.09	0.500	1.93
2	0.40	32.66	398.09	1.00	95.31	77.40	0.501	1.93
3	0.80	31.89	393.67	0.97	95.20	79.64	0.506	1.94
4	1.20	31.28	390.10	0.96	95.11	81.45	0.511	1.95
5	2.00	30.17	383.67	0.92	94.94	84.70	0.520	1.97
6	2.80	29.78	381.40	0.91	94.88	85.86	0.523	1.97
Topia 3 P_p = 5000 g w=20%								
Circulación		19.51	396.64	0.84	72.54	93.34	0.544	1.91
Saturación		19.51	396.64	0.84	97.37	93.34	0.544	2.03
1	0.20	28.03	396.31	0.84	97.37	93.49	0.544	2.03
2	0.40	27.88	395.41	0.83	97.35	93.91	0.545	2.03
3	0.80	27.45	392.73	0.82	97.31	95.17	0.549	2.04
4	1.20	27.10	390.48	0.81	97.28	96.22	0.552	2.04
5	2.00	26.49	386.67	0.79	97.22	98.00	0.558	2.05
6	2.80	25.83	382.53	0.77	97.15	99.95	0.564	2.06
Topia 4 P_p = 3000 g w=20%								
Circulación		19.82	399.01	0.95	76.94	83.65	0.513	1.87
Saturación		19.82	399.01	0.95	95.63	83.65	0.513	1.96
1	0.20	31.06	398.02	0.95	95.61	84.11	0.514	1.96
2	0.40	30.75	396.19	0.94	95.57	84.98	0.516	1.96
3	0.80	30.05	392.00	0.92	95.47	86.95	0.522	1.98
4	1.20	29.56	389.08	0.90	95.40	88.32	0.526	1.98
5	2.00	27.79	378.57	0.85	95.12	93.27	0.540	2.01
6	2.80	27.23	375.21	0.83	95.02	94.86	0.545	2.02
Topia 5 P_p = 500 g w=10%								
Circulación		9.40	314.66	1.06	81.35	73.47	0.486	1.83
Saturación		9.40	314.66	1.06	98.60	73.47	0.486	1.92
1	0.20	35.18	312.01	1.04	98.58	75.14	0.491	1.93
2	0.40	34.21	307.69	1.01	98.54	77.86	0.497	1.94
3	0.80	32.96	302.12	0.97	98.48	81.37	0.507	1.96
4	1.20	32.19	298.68	0.95	98.45	83.53	0.512	1.97
5	2.00	30.92	293.04	0.91	98.39	87.09	0.522	1.99
6	2.80	30.14	289.57	0.89	98.35	89.27	0.529	2.00

Tabla A. 2 Relaciones volumétricas por etapa (continuación).

Etapa	σ' kg/cm ²	w %	V _{mta} cm ³	e	Gw %	Dr %	C	γ t/m ³
Topia 6 Pp= 500 g w=20%								
Circulación		19.72	356.84	0.98	72.43	80.31	0.504	1.83
Saturación		19.72	356.84	0.98	95.72	80.31	0.504	1.94
1	0.20	32.05	355.03	0.97	95.68	81.28	0.506	1.95
2	0.40	31.45	351.91	0.96	95.60	82.95	0.511	1.95
3	0.80	30.29	345.82	0.92	95.44	86.22	0.520	1.97
4	1.20	29.61	342.28	0.90	95.34	88.11	0.525	1.98
5	2.00	28.54	336.67	0.87	95.17	91.12	0.534	2.00
6	2.80	27.79	332.76	0.85	95.05	93.22	0.540	2.01
Topia 7 Pp= 500 g w=10%								
Circulación		9.46	314.66	1.08	78.44	70.81	0.480	1.80
Saturación		9.46	314.66	1.08	98.05	70.81	0.480	1.91
1	0.20	35.40	309.83	1.05	97.99	73.89	0.487	1.92
2	0.40	34.51	305.92	1.03	97.94	76.38	0.494	1.93
3	0.80	32.99	299.25	0.98	97.84	80.64	0.505	1.95
4	1.20	32.16	295.57	0.96	97.79	82.99	0.511	1.97
5	2.00	30.95	290.28	0.92	97.70	86.37	0.520	1.98
6	2.80	30.06	286.37	0.90	97.64	88.86	0.527	2.00
Topia 8 Pp= 3000 g w=10% 35%F								
Circulación		9.46	399.01	1.00	73.49		0.500	1.89
Saturación		9.46	349.81	0.75	98.91		0.570	2.02
1	0.20	27.60	342.45	0.72	98.85		0.582	2.04
2	0.40	25.64	330.95	0.66	98.75		0.603	2.07
3	0.80	24.27	322.90	0.62	98.67		0.618	2.10
4	1.20	23.56	318.76	0.60	98.63		0.626	2.11
5	2.00	22.62	313.24	0.57	98.56		0.637	2.23
6	2.80	21.96	309.33	0.55	98.51		0.645	2.25

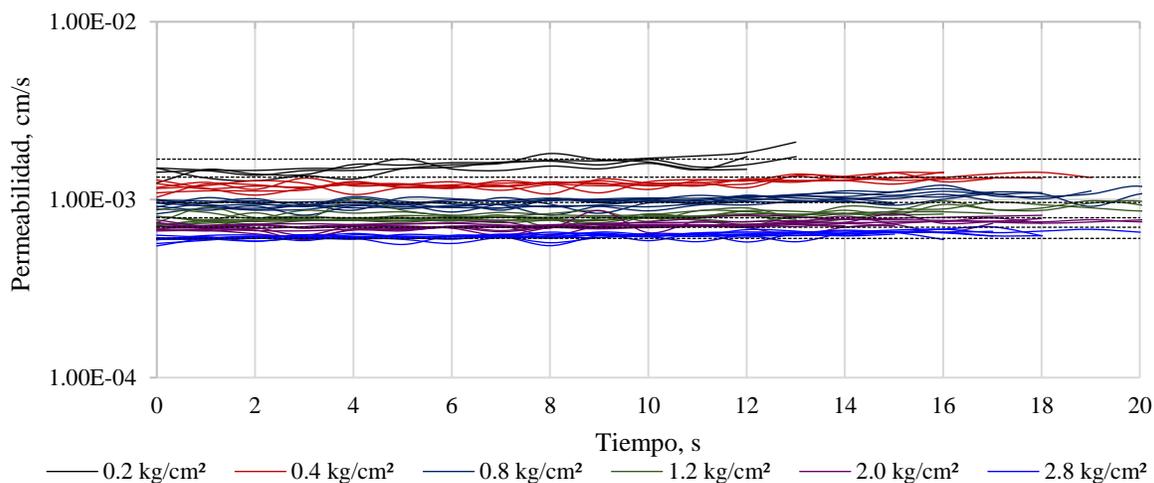


Figura A. 1 Coeficiente de permeabilidad vs Tiempo, P_p=3000g, w=10%, Dr=71.29%.

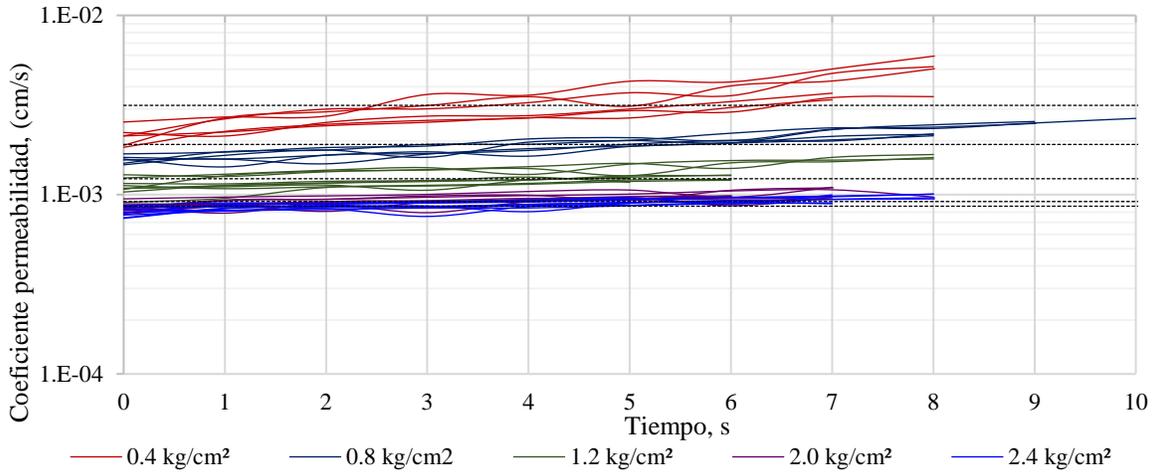


Figura A. 2 Coeficiente de permeabilidad vs Tiempo, $P_p=5000g$, $w=10\%$, $Dr=76.90\%$.

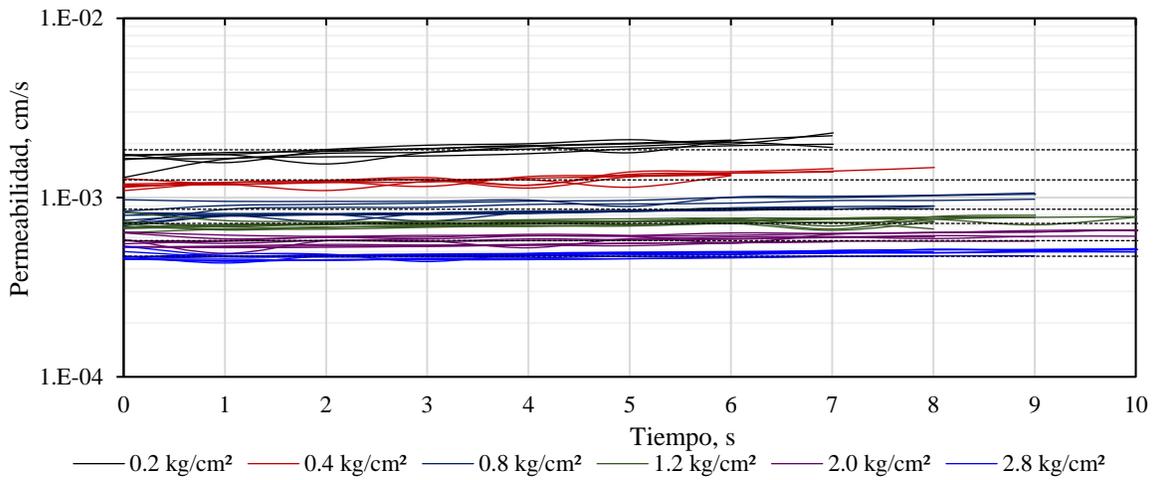


Figura A. 3 Coeficiente de permeabilidad vs Tiempo, $P_p=5000g$, $w=20\%$, $Dr=93.30\%$.

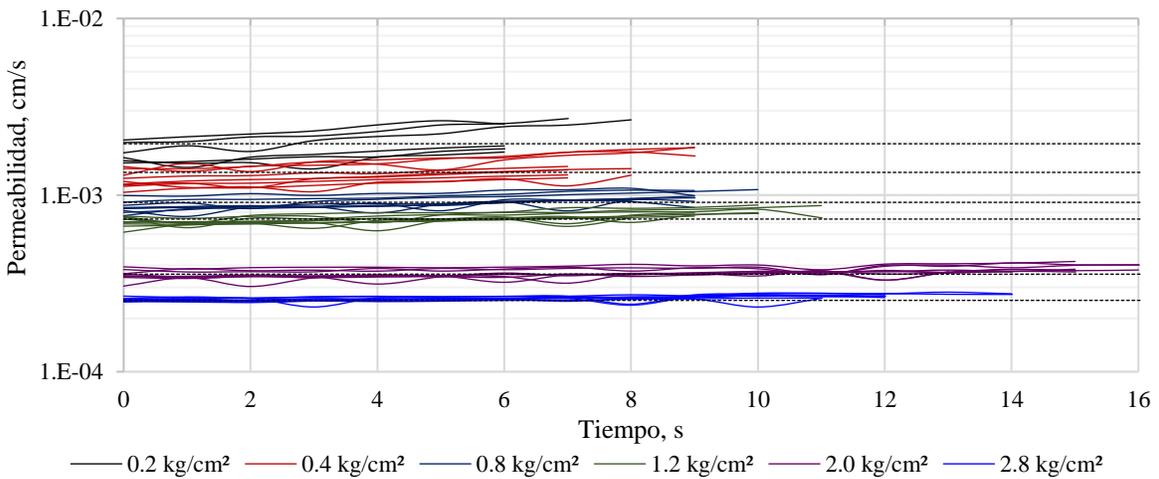


Figura A. 4 Coeficiente de permeabilidad vs Tiempo, $P_p=3000g$, $w=20\%$, $Dr=83.65\%$.

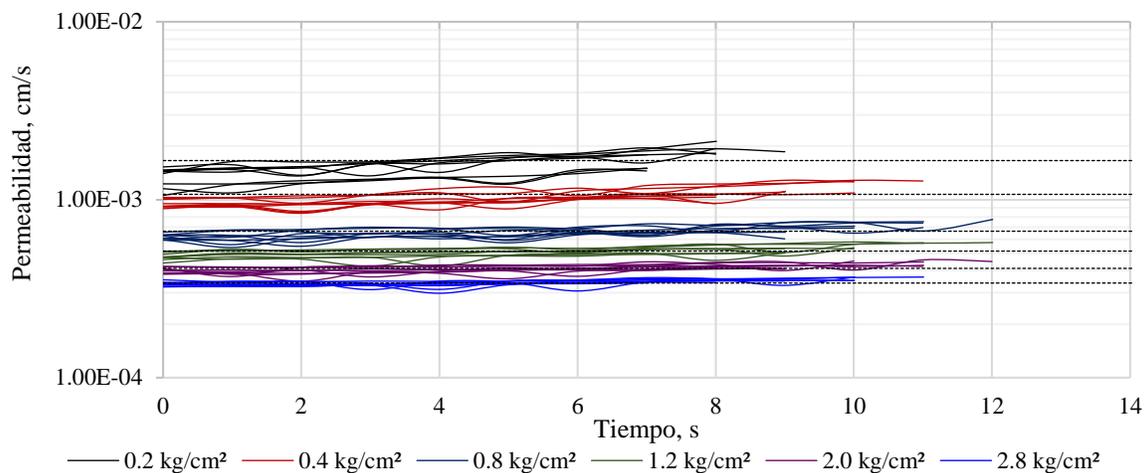


Figura A. 5 Coeficiente de permeabilidad vs Tiempo, $P_p=500g$, $w=20\%$, $Dr=20.34\%$.

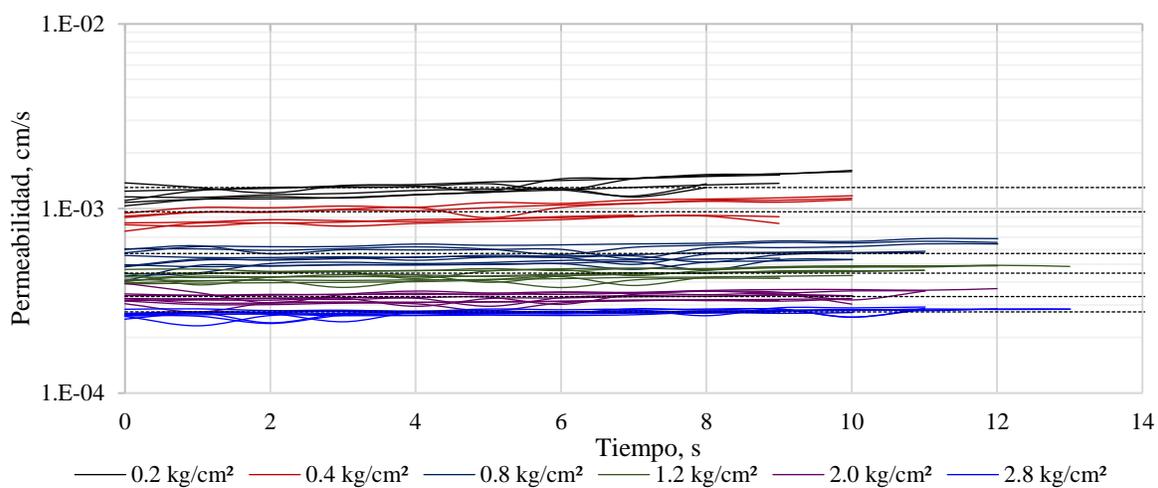


Figura A. 6 Coeficiente de permeabilidad vs Tiempo, $P_p=500g$, $w=20\%$, $Dr=57.70\%$.

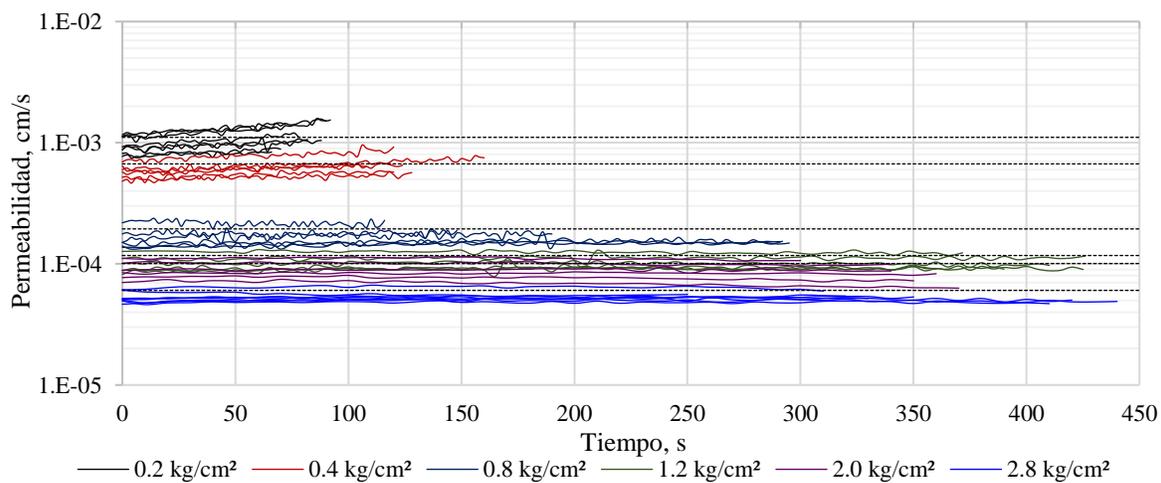


Figura A. 7 Coeficiente de permeabilidad vs Tiempo, $P_p=500g$, $w=10\%$, $Dr=16.97\%$.

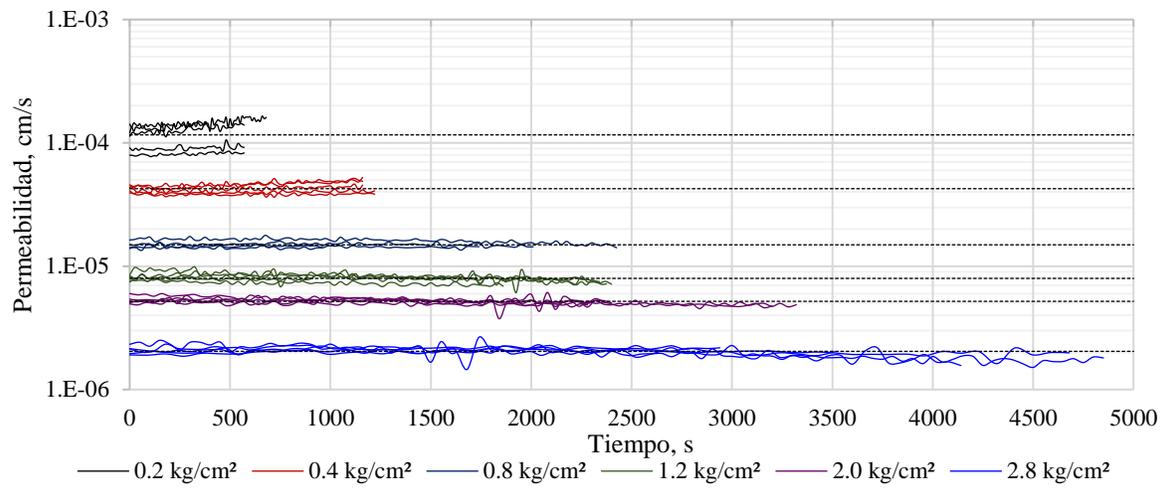


Figura A. 8 Coeficiente de permeabilidad vs Tiempo, $P_p=3000g$, $w=10\%$, $Dr=71.29\%$.

Anexo B.

Curvas de disipación de presión de poro en Pruebas CU y cálculo de k

Tabla B. 1 Cálculo indirecto del coeficiente de permeabilidad a partir de curvas de disipación de presión de poro

Sondeo	# M	Profundidad		%F	G _s	γ	%w	σ'	H	e	G _w	t ₅₀	a _v	k
		m				g/cm ³		kg/cm ²				s	cm ² /g	cm/s
BP-01	1	4	5		3.12		34.6	1.2	9.0	1.1	95.1	992.5	1.60E-04	1.21E-06
BP-01	2	11	12		3.1		33.8	2.8	9.0	1.0	100.0	489.0	6.53E-05	1.06E-06
BP-01	3	15	16		3.1		26.6	3.3	9.0	0.8	98.9	1869.2	4.24E-05	1.97E-07
BP-01	4	18	19		3.0		26.3	3.6	8.1	0.9	88.6	2906.5	4.80E-05	1.13E-07
BP-01	5	24	25		3.1		24.4	3.9	9.0	0.8	94.9	2510.0	3.41E-05	1.22E-07
BP-05	1-2	6.3	6.5	73.1	3.0	2.0	28.4	2.0	9.0	0.9	102.6	2279.7	8.48E-05	3.24E-07
BP-05	3-2	18	19	84.3	3.0	2.0	28.7	4.2	9.0	0.9	98.0	7652.6	5.47E-05	6.12E-08
BP-05	4-2	22.8	23	78.8	3.1	2.1	23.5	4.9	9.0	0.8	93.4	2234.1	2.65E-05	1.07E-07
BP-07	1	5	6		31.9		24.2	1.4	9.0	0.8	95.1	2174.1	7.61E-05	3.09E-07
BP-07	2	10	10.7		2.8		20.0	2.7	9.0	0.6	88.5	2232.8	4.91E-05	2.15E-07
BP-07	3	14	14.8		3.1		20.5	3.7	9.0	0.8	79.1	136.1	2.84E-05	1.86E-06
BP-07	4	18	18.8		3.3		23.0	4.7	9.0	0.8	91.3	5337.8	5.33E-05	8.81E-08
BP-07	5	22	22.6		3.2		15.7	5.7	9.0	0.5	99.6	164.6	1.42E-05	9.22E-07
BP-09	2-2	5	6	49.9	3.1	2.0	25.2	1.5	9.0	0.9	91.3	1543.4	7.35E-05	4.12E-07
BP-09	3-2	9.5	10.5	51.3	3.4	2.0	16.9	2.5	9.0	0.9	66.2	812.4	3.56E-05	3.74E-07
BP-09	4-2	18.3	18.5	49.8	3.2	2.1	30.7	4.7	9.0	1.1	90.9	389.8	3.04E-05	5.99E-07
BP-09	5-2	25	26	37.3	3.2	2.2	20.9	6.5	9.0	0.6	100.0	158.9	1.75E-05	1.09E-06
BP-11	1-2	2	3	94.0	3.0	2.0	24.7	0.7	9.0	0.8	88.6	427.3	9.49E-05	1.95E-06
BP-11	3-2	10.5	11.5	48.1	3.4	1.9	24.7	2.8	9.0	0.9	94.1	1650.3	4.39E-05	2.26E-07
BP-11	4-2	14.5	15.5	80.3	3.1	1.9	23.9	3.2	9.0	0.8	96.4	5020.8	3.38E-05	6.11E-08
BP-11	5-2	19.5	20.5	67.4	3.1	2.0	25.0	3.7	9.0	0.8	100.0	59.0	2.11E-05	3.23E-06
BP-16	1-2	2	3	94.3	3.0	1.9	33.8	0.7	9.0	1.1	94.7	1778.2	1.31E-04	5.72E-07
BP-16	3-2	10.5	11.5	80.6	3.2	1.9	31.8	2.2	9.0	1.0	97.5	15284.0	7.78E-05	4.01E-08
BP-16	4-2	18	19	78.0	3.3	2.0	28.4	2.5	9.0	1.0	92.1	2995.7	7.85E-05	2.09E-07
BP-16	5-2	23	24	69.1	3.2	1.8	29.4	2.5	9.0	1.0	96.1	2871.2	5.16E-05	1.47E-07
BP-17	1-2	3	4	99.9	3.0	2.0	44.5	0.6	9.0	1.3	100.0	4558.4	2.33E-04	3.63E-07
BP-17	2-2	7	8	89.3	3.1	1.9	31.4	1.9	9.0	1.0	97.6	830.6	9.14E-05	8.86E-07
BP-17	3-2	9.5	10.5	97.9	3.0	1.7	28.6	2.0	9.0	0.9	99.3	2207.5	4.95E-05	1.94E-07

Sondeo BP-01

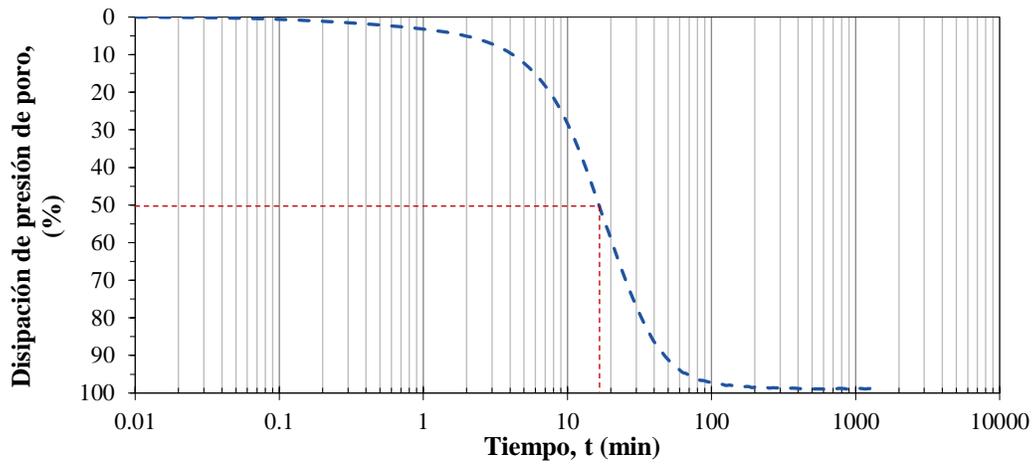


Figura B.1 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-01.

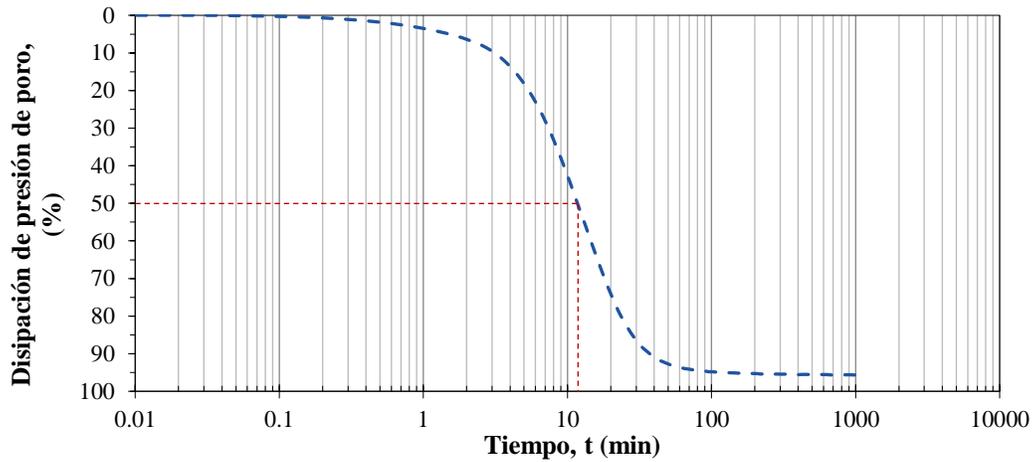


Figura B.2 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-02.

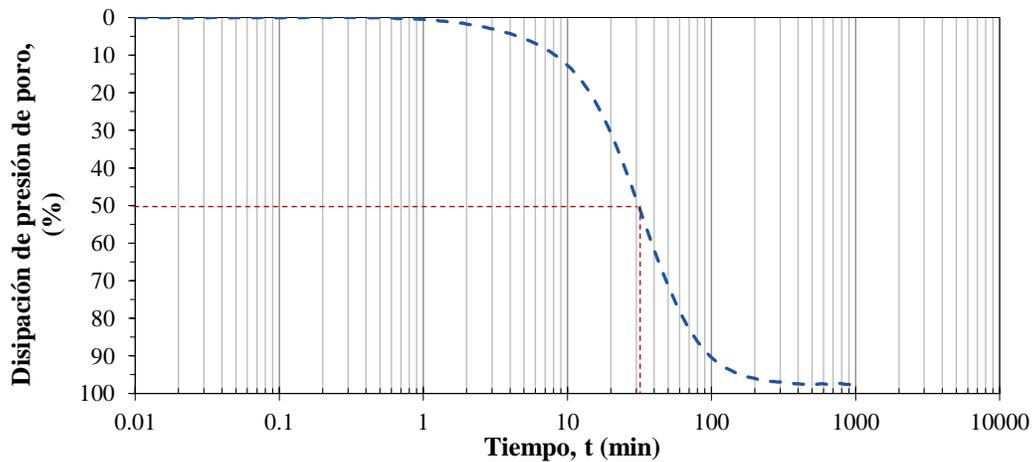


Figura B.3 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-03.

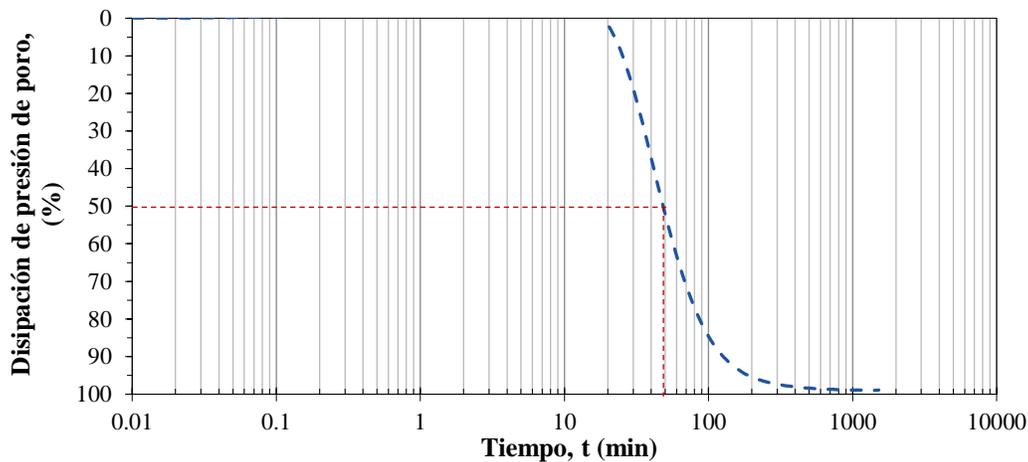


Figura B.4 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-04.

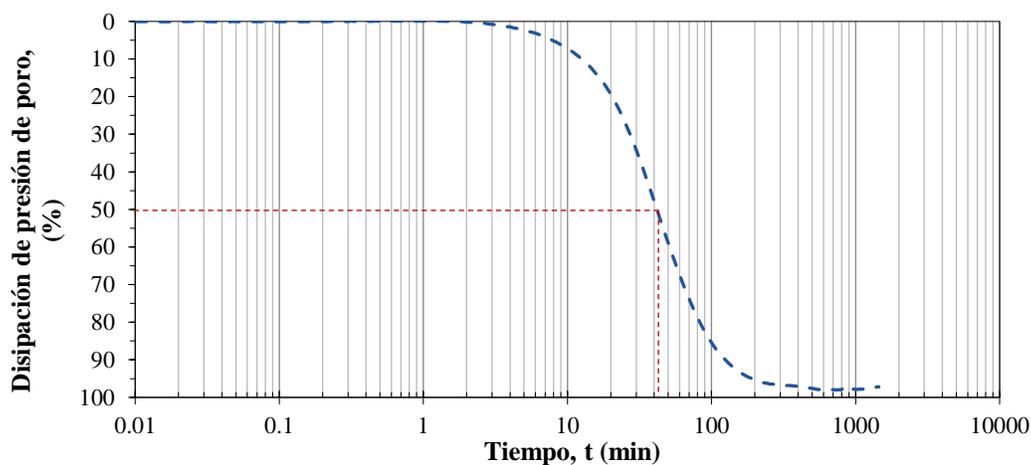


Figura B.5 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-05.

Sondeo BP-05

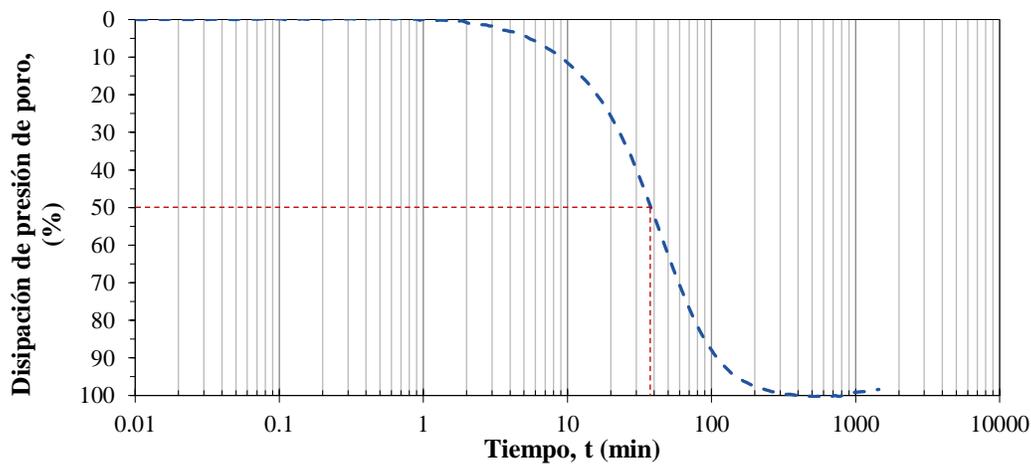


Figura B.6 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-01.

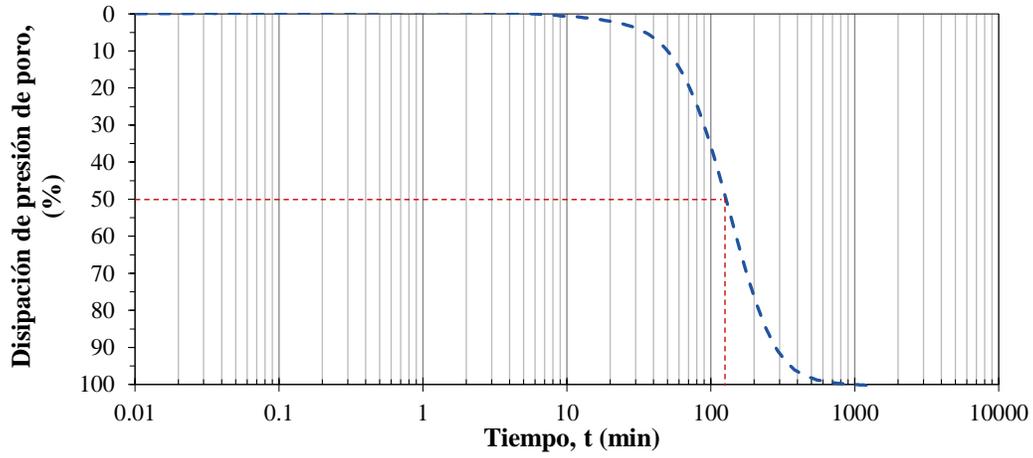


Figura B.7 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-03.

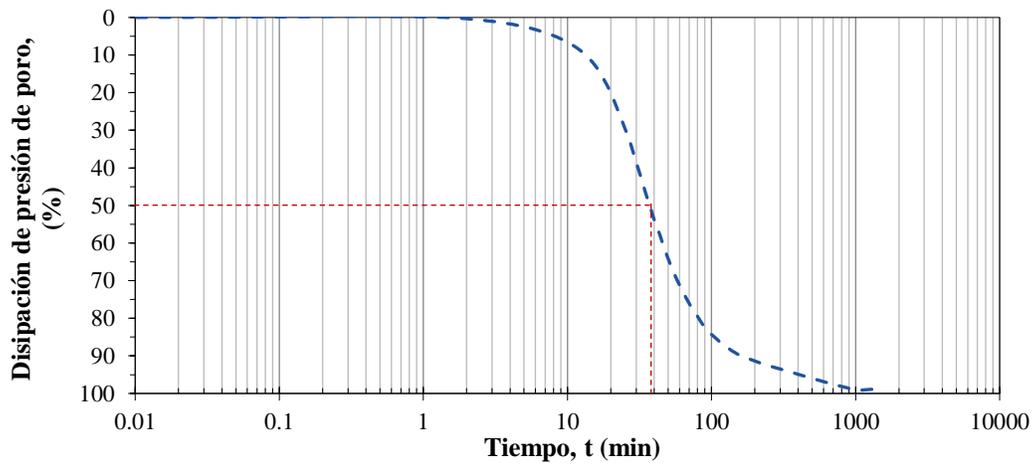


Figura B.8 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-04.

Sondeo BP-07

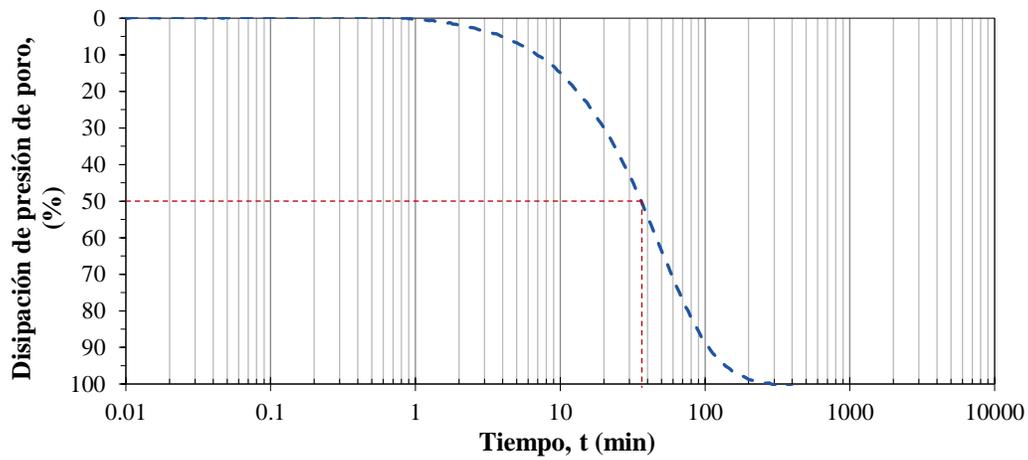


Figura B.9 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-01.

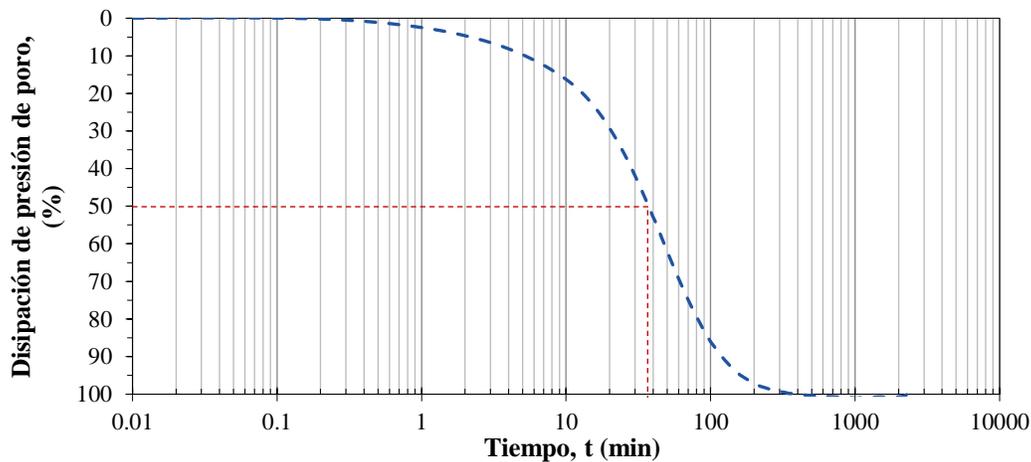


Figura B.10 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-02.

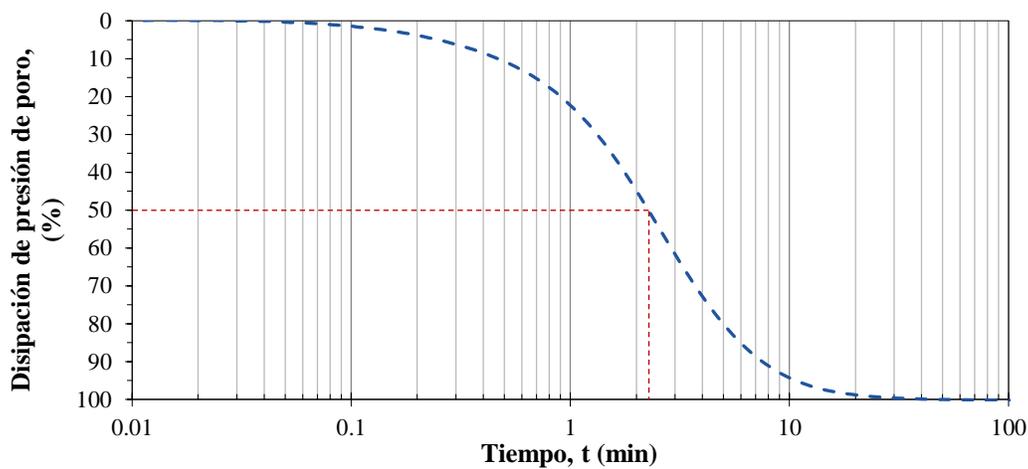


Figura B.11 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-03.

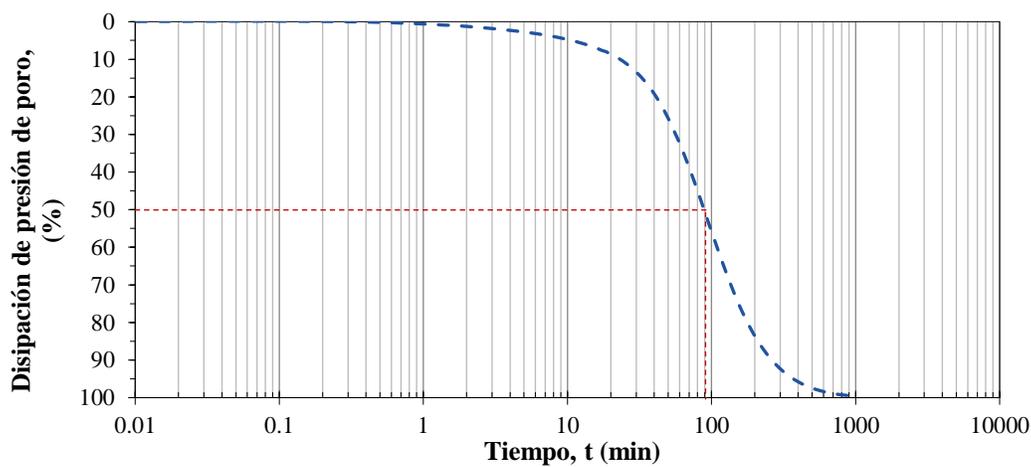


Figura B.12 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-04.

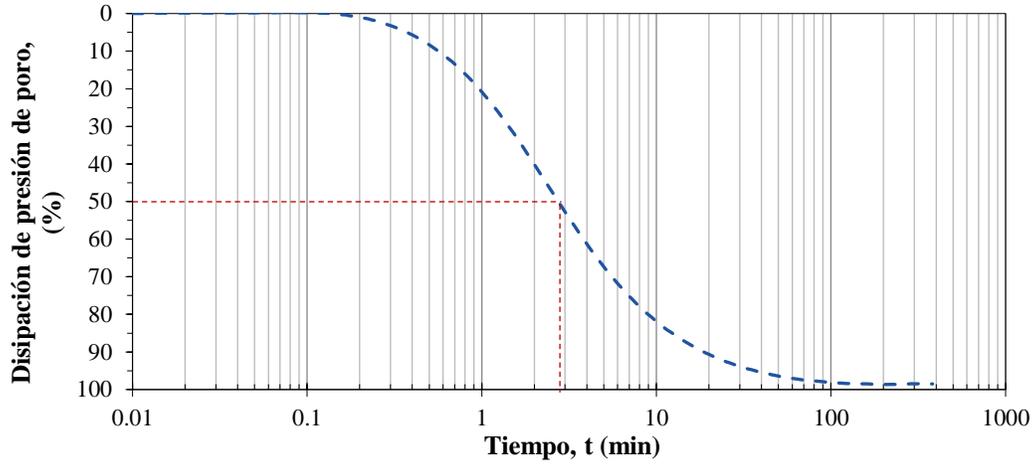


Figura B.13 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-05.

Sondeo BP-09

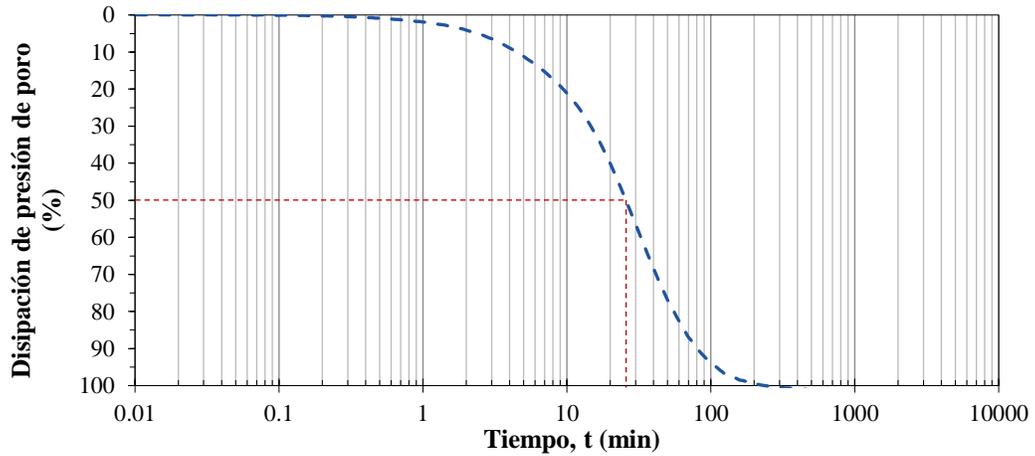


Figura B.14 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-02.

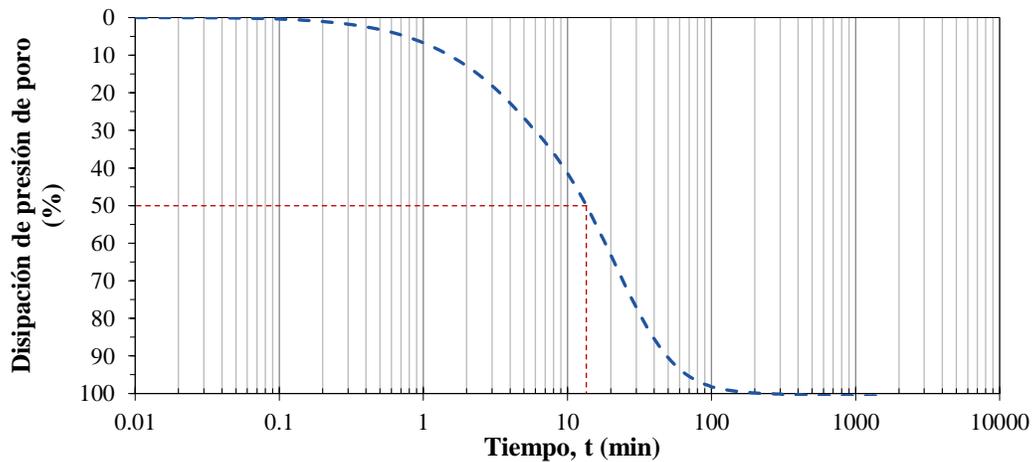


Figura B.15 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-03.

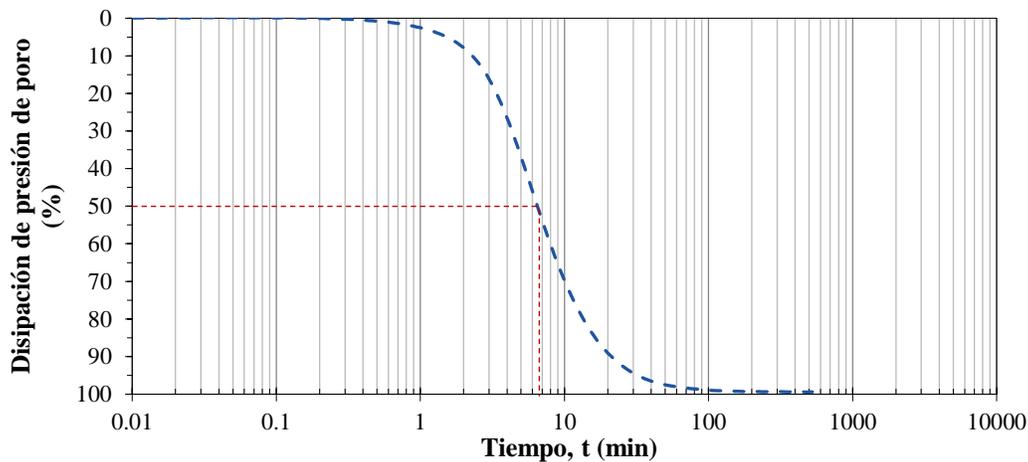


Figura B.16 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-04.

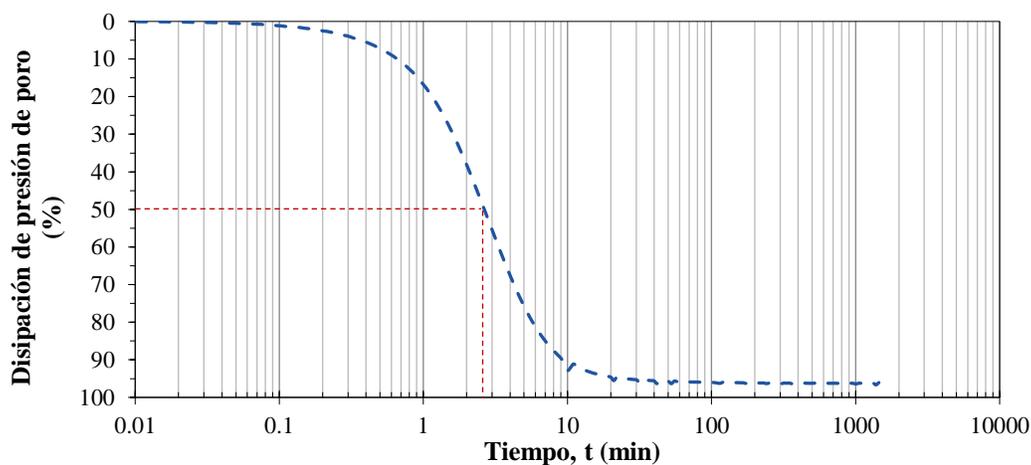


Figura B.17 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-05.

Sondeo BP-11

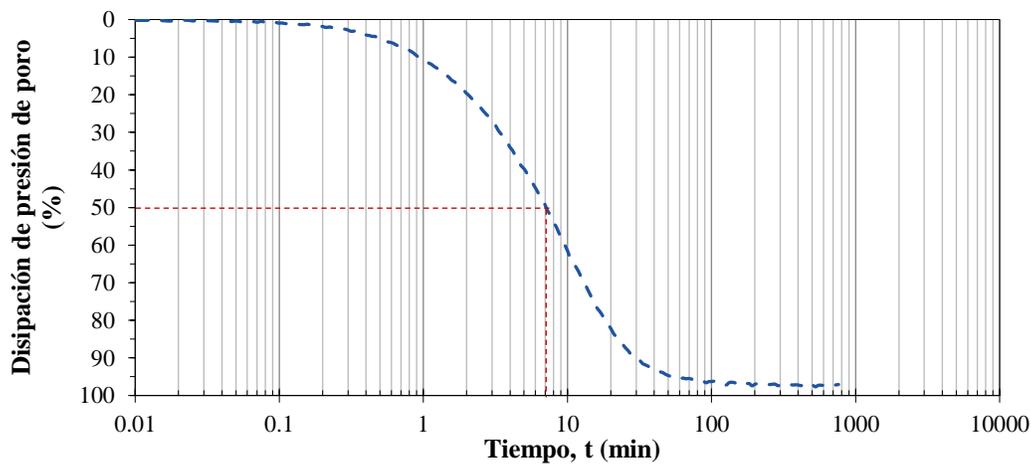


Figura B.18 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-01.

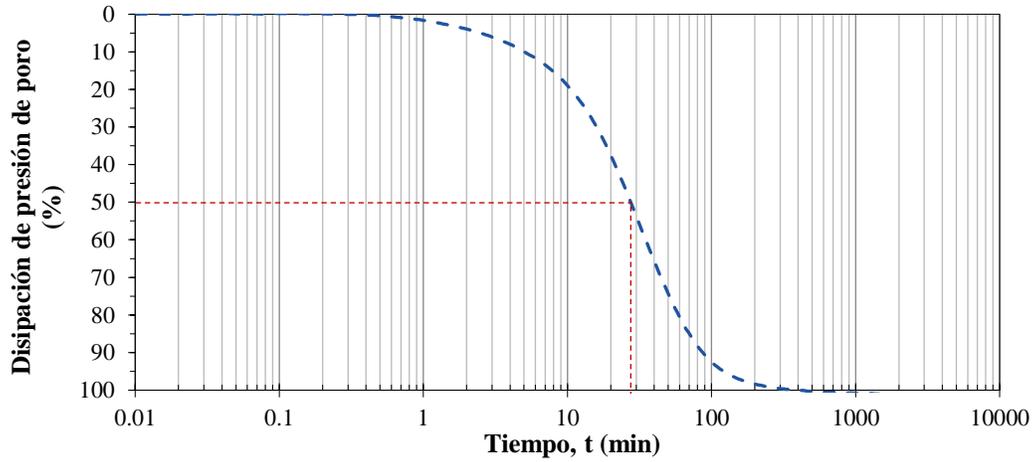


Figura B.19 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-03.

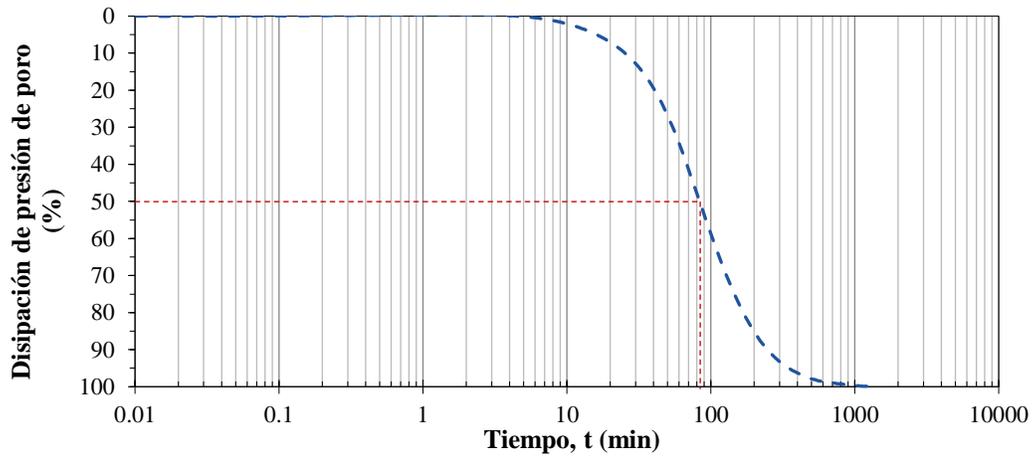


Figura B.20 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-04.

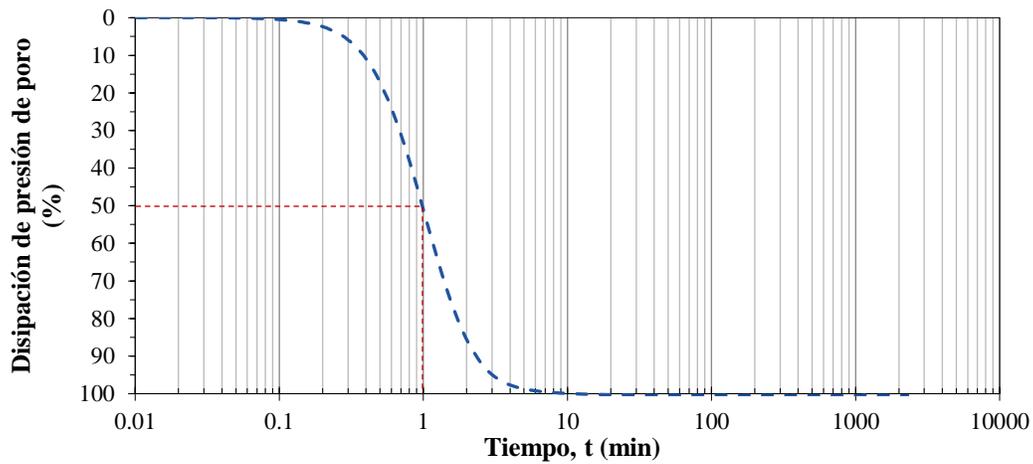


Figura B.21 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-05.

Sondeo BP-16

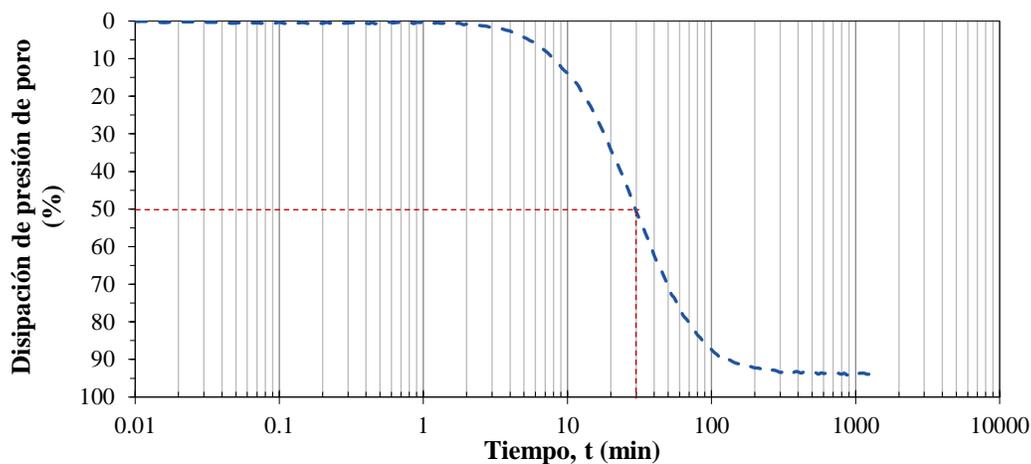


Figura B.22 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-01.

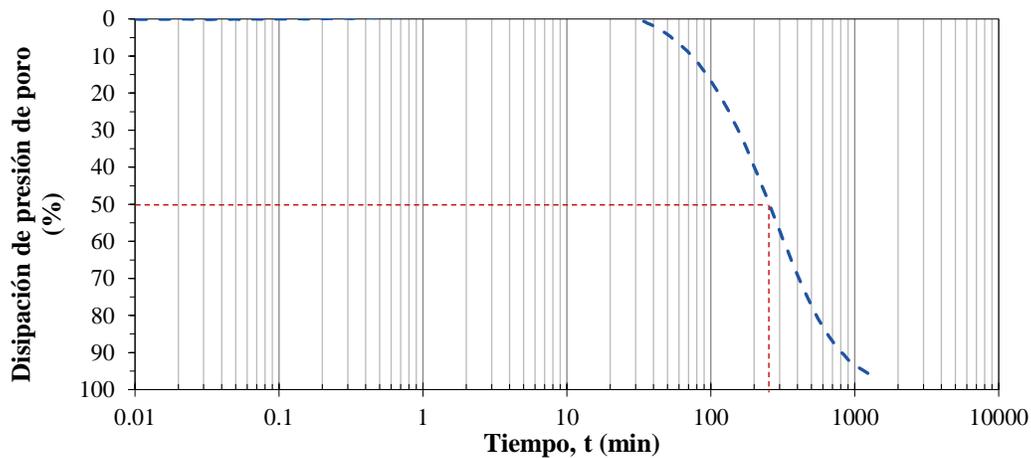


Figura B.23 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-03.

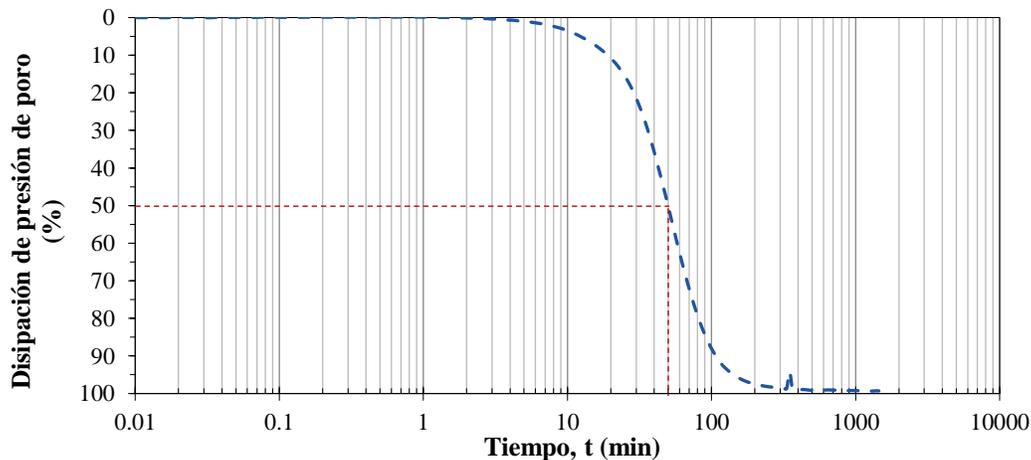


Figura B.24 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-04.

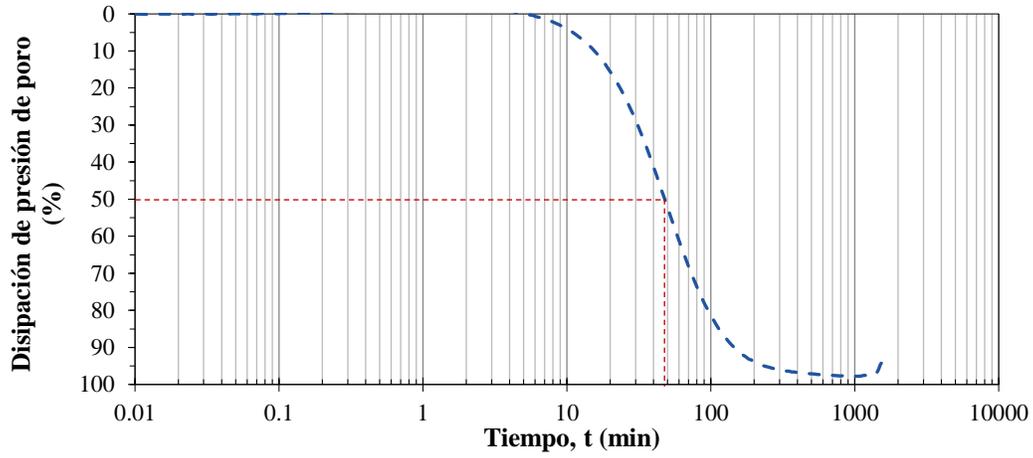


Figura B.25 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-05.

Sondeo BP-17

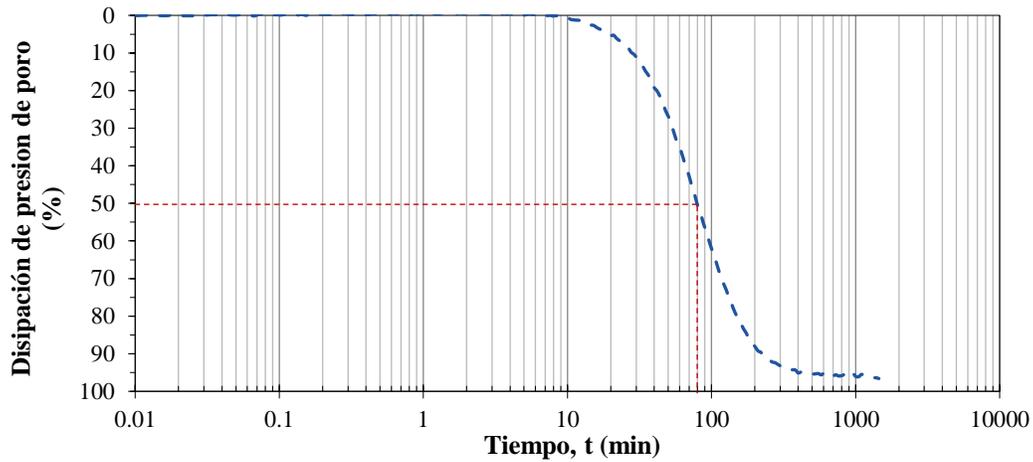


Figura B.26 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-01.

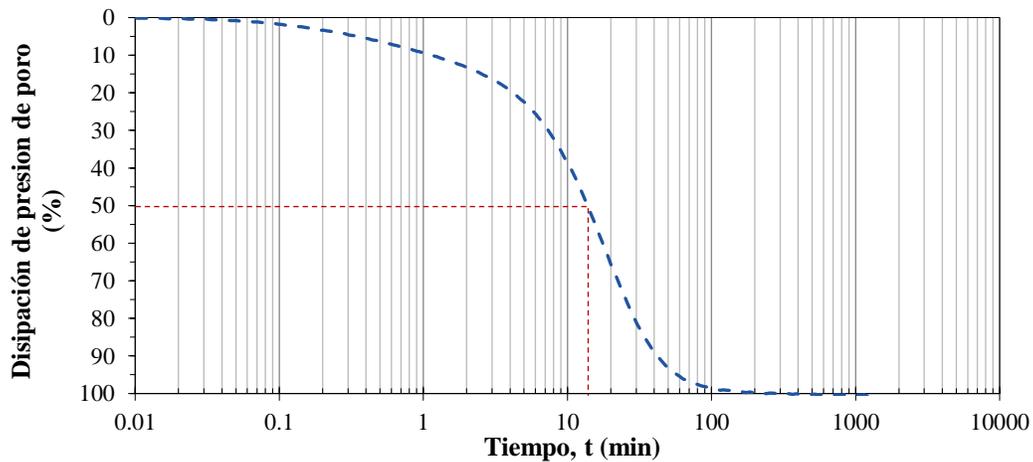


Figura B.27 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-02.

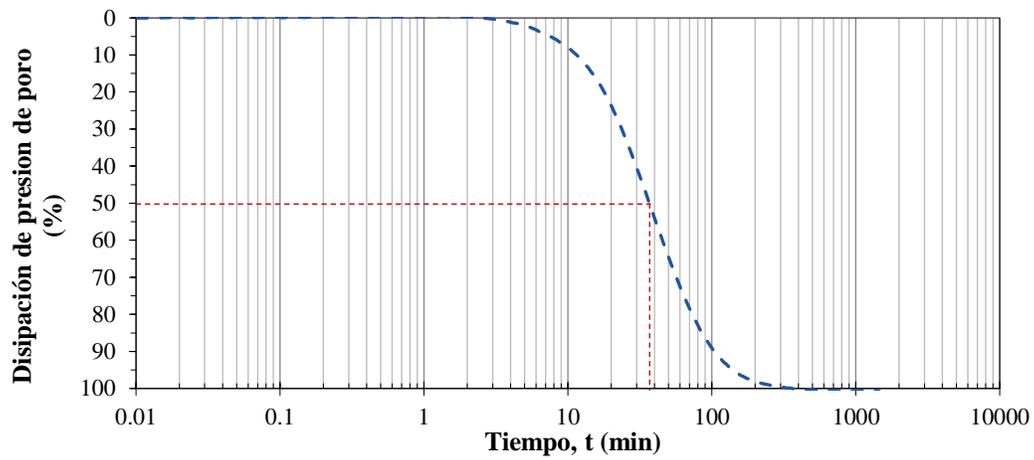


Figura B.28 Curva Tiempo vs Disipación de presión de poro y t_{50} para M-03.

Lista de figuras

Capítulo 2.

Figura 2.1 Metodos de recuperación de agua (Vick, 1990)	7
Figura 2.2 Punto único de descarga (modificado de Vick, 1990).	9
Figura 2.3 Descarga de jales, empleando espigas (modificado de Vick, 1990).	9
Figura 2.4 Esquema de un ciclón (modificado de Fell, 2005).	10
Figura 2.5 Método "aguas arriba" (Modificado de Welch, 1993).	13
Figura 2.6 Método "aguas abajo" (Modificado de Welch, 1993).	13
Figura 2.7 Método "línea central" (Modificado de Welch, 1993).	14

Capítulo 3.

Figura 3.1 Carga hidráulica y carga piezométrica asociada a una línea de flujo a través de un suelo (modificado de Terzaghi, 1967).	16
Figura 3.2 Permeámetro de carga constante (modificado de Terzaghi, 1967).	19
Figura 3.3 Permeámetro de carga variable (modificado de Terzaghi, 1967).	20
Figura 3.4 Permeámetro de pared flexible.	21
Figura 3.5 Variación de la permeabilidad promedio en función de la relación de vacíos (modificado Vick, 1990).	25
Figura 3.6 Resultados de ensayos de permeabilidad (modificado de Aubertin et al., 1996).	26
Figura 3. 7 Relación de vacíos en función d a) esfuerzo efectivo b) conductividad hidráulica (modificado de Qiu y Segó, 2001).	27
Figura 3.8 Variación del coeficiente de permeabilidad en material con 48 %F (modificado de Flores et al., 2002).	28
Figura 3.9 Coeficiente de permeabilidad contra el esfuerzo total de jales ensayados en consolidómetro para diferentes pesos volumétricos iniciales (modificado de Shamsai et al., 2007).	31
Figura 3.10 Resultados experimentales de la conductividad hidráulica en jales con porcentaje de finos entre 50 - 90% (modificado de Shamsai et al., 2007).	31
Figura 3. 11 Validación de la fórmula propuesta por Shamsai et al. (2007) para el coeficiente de permeabilidad en función de la relación de vacíos.	32
Figura 3.12 Permeabilidad contra relación de vacíos para jales finos y no segregantes (Wong et al., 2008).	32
Figura 3.13 Permeabilidad en función de la presión de confinamiento, para diferentes arenas de jales con varios contenidos de finos (modificado de Valenzuela, 2015).	33

Figura 3.14 Permeabilidad en función de la relación de vacíos, para diferentes arenas de jales con varios contenidos de finos (modificado de Valenzuela, 2015).....	33
Figura 3.15 Permeabilidad en función de la relación de vacíos, para arenas de jales con varios contenidos de finos (modificado de Valenzuela, 2015).	34
Figura 3.16 Permeabilidad de jales saturados en función de la relación de vacíos, ensayados en permeámetro de pared flexible (modificado de Carmi, 2013).	35
Figura 3.17 Comparativa de los resultados obtenidos por un permeámetro de pared flexible y calculados con curvas de consolidación (modificado Carmi, 2013).	35
Figura 3. 18 Variación de la permeabilidad y anisotropía con el punto de descarga para jales segregados (modificado de Vick, 1990).....	36

Capítulo 4.

Figura 4. 1 Esquema general del equipo. 1 Regulador de contrapresión inferior, 2 regulador de contrapresión superior, 3 regulador de confinamiento, 4 bureta de flujo inferior, 5 bureta de flujo superior, 6 depósito de agua, 7 sensor de cambio volumétrico inferior, 8 sensor de presión de confinamiento, 9 sensor de contrapresión inferior, 10 sensor de contrapresión superior, 11 interfaz aire-agua, 12 cámara de ensaye, 13 depósito de agua de gasto de salida, 14 depósito de agua para circulación, 15 bureta para recolectar agua de salida en la etapa de circulación.	38
Figura 4.2 Esquema de cámara de ensaye.....	40
Figura 4.3 Sensor de presión.	40
Figura 4.4 Sensor de cambio volumétrico.....	41
Figura 4.5 Acondicionar de señal.....	41
Figura 4.6 Modulo de calibración.	42
Figura 4.7 Registro de puntos para calibración de un sensor.	43
Figura 4.8 Menú general para operar una prueba.....	43
Figura 4.9 Datos generales de la probeta.	44
Figura 4.10 Registro de dimensiones de la probeta.....	44
Figura 4.11 Configuración del vector de tiempo para la etapa de consolidación.....	45
Figura 4.12 Pantalla para monitoreo de sensores.	46
Figura 4.13 Registro de datos en etapa de saturación por contrapresión.	46
Figura 4.14 Modulo de medición del parámetro B de Skempton.....	47
Figura 4.15 Registro de lecturas de consolidación.....	47
Figura 4.16 Modulo para realizar la etapa de ensaye.	48
Figura 4. 17 Curvas de calibración de sensores de cambio volumétrico permeámetro 1.....	49
Figura 4. 18 Curvas de calibración de sensores de cambio volumétrico permeámetro 2.....	49

Figura 4.19 Curvas de calibración de sensores de contrapresión inferior permeámetro 1.....	50
Figura 4.20 Curvas de calibración de sensores de contrapresión inferior permeámetro 2.....	50
Figura 4.21 Curvas de calibración de sensores de contrapresión superior permeámetro 1.....	51
Figura 4.22 Curvas de calibración de sensores de contrapresión superior permeámetro 2.....	51
Figura 4.23 Curvas de calibración de sensores de confinamiento permeámetro 1.....	51
Figura 4.24 Curvas de calibración de sensores de confinamiento permeámetro 2.....	52
Figura 4.25 Curva de verificación de sensor de contrapresión inferior.	52
Figura 4. 26 Curva de verificación de sensor de contrapresión superior.	53
Figura 4.27 Curva de verificación de sensor de confinamiento.	53
Figura 4.28 Curva de verificación de sensor de cambio volumétrico.	53

Capítulo 5.

Figura 5.1 Curva granulométrica del material del depósito minero de Topia.....	56
Figura 5.2 Curva de liquidez para determinar el límite líquido por el método del cono sueco.....	57
Figura 5.3 Curvas de compactación del material ensayado.	58
Figura 5.4 Variación de la relación de vacíos en función del peso de pisón.....	59
Figura 5.5 Variación del grado de saturación en función del contenido de agua.....	59
Figura 5.6 Curvas de compactación estática y dinámica de un suelo (modificado de Honda et al., 2003).	60
Figura 5.7 Variación de la compacidad relativa en función del contenido de agua.	60
Figura 5. 8 e_{max} en función del contenido de finos (modificado de Cubrinovski e Ishihara, 2002)..	61
Figura 5. 9 e_{min} en función del contenido de finos (modificado de Cubrinovski e Ishihara, 2002)...	62
Figura 5.10 Secuencia de prueba de compactación. a) material necesario, b) preparación del material a un determinado contenido de agua, c) Preparación del material en capas, d) Pisón y molde partido, e) y f) Apisonado del material, y g) Secuencia de apisonado.	63

Capítulo 6.

Figura 6.1 Relación entre resultados consecutivos obtenidos para k.	69
Figura 6.2 Variación de la permeabilidad con el aumento de la carga hidráulica (modificado de Kaoser et al., 2006).	70
Figura 6.3 Comportamiento de los resultados de k al variar la carga hidráulica.	70
Figura 6.4 Resultados obtenidos para una prueba en permeámetro de carga constante.....	71
Figura 6.5 Influencia del esfuerzo efectivo en la compacidad relativa, relación de vacíos y permeabilidad.	73
Figura 6.6 Resultados obtenidos en muestras de jales ensayas en permeámetro de carga constante.74	

Figura 6.7 Variación de la permeabilidad con el porcentaje de finos y el esfuerzo de confinamiento aplicado.	75
Figura 6.8 Permeabilidad determinada por métodos indirectos.	76
Figura 6.9 Permeabilidad obtenida por pruebas de campo tipo Lefranc.	76
Figura 6.10 Variación de la permeabilidad en función de la profundidad y el porcentaje de finos..	77
Figura 6.11 Permeabilidad k (cm/s) en función de la relación de vacíos para arenas de jales con diferentes contenidos de finos.	78

Lista de tablas

Capítulo 3.

Tabla 3.1 Coeficiente de permeabilidad obtenido con permeámetro de carga constante (Cancela, 1987).	24
Tabla 3.2 Resultados del coeficiente de permeabilidad para diferentes esfuerzos efectivos (Cancela, 1987).	24
Tabla 3.3 Resultados obtenidos por Qiu y Segó (2001).	26
Tabla 3.4 Resultados obtenidos por Femi et al. (2001).	27
Tabla 3.5 Resultados de laboratorio de conductividad hidráulica saturada en muestras remoldeadas y no alteradas (Bussièrre, 2004).	29
Tabla 3.6 Variación del coeficiente de permeabilidad respecto a la distancia al punto de descarga (Bjelkevík y Knutsson, 2005).	30

Capítulo 4.

Tabla 4. 1 Constantes de calibración y verificación del equipo.	54
--	----

Capítulo 5.

Tabla 5.1 Granulometría del material ensayado.	55
Tabla 5.2 Determinación del contenido de agua inicial.	56
Tabla 5.3 Densidad relativa de sólidos y densidad seca inicial de algunos jales (Cancela, 1987). ...	57

Capítulo 6.

Tabla 6.1 Relaciones volumétricas iniciales de las probetas ensayadas.	68
Tabla 6.2 Resumen de resultados obtenidos.	72