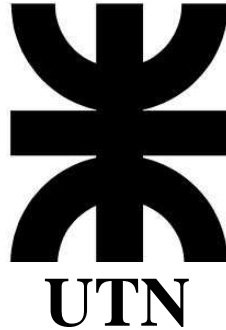


UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL

FACULTAD REGIONAL CÓRDOBA



**COMPORTAMIENTO HIDRAULICO Y
MECANICO DE MATERIALES COMPUESTOS
CON SUELOS DE CORDOBA**

Tesis de Doctorado en Ingeniería
Mención Materiales

Autor: Ing. Inés Carolina Alercia Biga

Director: Dr. Gonzalo M. Aiassa Martínez

Co-Director: Dr. Pedro A. Arrúa

Para optar por el título de:

Doctora en Ingeniería, mención Materiales
Resolución CONEAU 1181-11 y 254-13, Carrera 4486,
Categoría "A"

Córdoba, Junio de 2020

Tribunal nombrado por el Consejo Superior de la Universidad Tecnológica Nacional, resolución n° 2079/2017 el día 23 de noviembre de 2017,

Jurado: Dr. Julio Capdevila

Jurado: Dra. María Positieri

Jurado: Dr. Rodrigo Iglesias

Realizado el acto de defensa y lectura de tesis el día 19 de Junio de 2020 en la Facultad Regional Córdoba de la Universidad Tecnológica Nacional

Calificación:

.....

Jurado: Dr. Julio Capdevila

.....

Jurado: Dra. María Positieri

.....

Jurado: Dr. Rodrigo Iglesias

A Santiago, mi hijo amado

*“...Como una flor de loto tenemos la capacidad de nacer del barro y la oscuridad para iluminar el mundo...”
Nunca dejes de creer en ti.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco,

Profundamente a Dios mi maestro, luz y guía,

A mi esposo Marcelo y mi hijo Santiago por su amor, apoyo y comprensión,

A mi Director Dr. Aiassa y Co-Director Dr. Arrúa por sus consejos, sugerencias y por poner a disposición el equipamiento del Laboratorio de Geotecnia para el desarrollo del programa experimental,

A la Universidad Tecnológica Nacional, a la Comisión de Posgrado, a la Comisión de Becas e integrantes de la carrera de Doctorado en Ingeniería Mención Materiales por permitir mi formación académica,

A quienes con cariño colaboraron en cada instancia del proceso, creyendo en mí e impulsándome hacia nuevos límites...

...en mi corazón y memoria quedarán.

RESUMEN

Las mezclas de suelo limoso local con adición de bentonita han sido propuestas por numerosos autores como un material adecuado desde un punto de vista hidráulico para la construcción del sistema de barreras en rellenos sanitarios. Sin embargo, como cualquier material ingenieril dichas mezclas se encuentran sometidas a elevadas presiones verticales como resultado de la disposición diaria de residuos en un vertedero y por lo tanto los crecientes esfuerzos de corte deben ser evaluados para garantizar la estabilidad y seguridad del sistema. Este trabajo de investigación propone el estudio hidráulico y mecánico de suelo limoso local mejorado mediante densificación y agregado de bentonita con énfasis en investigar el rendimiento hidráulico de mezclas sometidas a carga incremental para hallar una función matemática simple que estime la tendencia de comportamiento. Para lograr el propósito, se diseñó y desarrolló un programa experimental incluyendo la ejecución de ensayos de caracterización de las mezclas, ensayos de permeabilidad a pared rígida y a pared flexible mediante el empleo de un permeámetro, ensayos de capilaridad, infiltración sobre terraplenes de prueba construidos en campo mediante el empleo de anillos concéntricos, ensayos de compresión simple y ensayos de compresión confinada e infiltración en edómetros convencionales. Las curvas de infiltración fueron identificadas y simuladas mediante ecuaciones simples. La conductividad hidráulica saturada fue modelada considerando diferentes propuestas entre ellas la reconocida ecuación de Kozeny-Carman. En general, los resultados mostraron cambios en las propiedades y parámetros del suelo limoso local debido a la densificación y adición de bentonita, tales como una mayor plasticidad, menor conductividad hidráulica; mayor resistencia mecánica y mayor cohesión. Las imágenes de alta definición mostraron mayor densificación de la matriz de suelo lo que sugiere que la bentonita provoca un aumento en el número de contacto entre partículas lo que genera una mejora desde el punto de vista mecánico. El rango óptimo de bentonita (COB) para ser incorporado al suelo limoso local, con el fin de mejorar no solo sus propiedades hidráulicas y mecánicas sino también garantizar la estabilidad del sistema; se encuentra entre 3-6%. Finalmente, la conclusión de esta tesis es que es factible utilizar suelos limosos con adición de bentonita para fines de sellado, siempre que se tengan en cuenta criterios geotécnicos como la resistencia, permeabilidad y un método de compactación adecuado.

ABSTRACT

Silt- bentonite mixtures have been proposed as a suitable material from a hydraulic point of view for the construction of the barrier system in sanitary landfills. However, such as any other engineering material these mixtures are subjected to high vertical pressures as a result of daily disposal municipal solid waste in a landfill and therefore increasing shear stresses must be evaluated to ensure stability and safety of the system. This research proposes the hydraulic and mechanical study of local silt improved by densification and aggregate of bentonite, with emphasis on investigating the hydraulic performance of mixtures subjected to incremental load in order to find a simple mathematical function that estimates the behavior trend. So that the purpose be achieved, an experimental program was designed and developed including mixtures characterization tests, rigid wall and flexible wall permeability tests, capillary tests, infiltration tests on embankments using concentric rings and unconfined compression tests. The couple hydraulic and mechanical behavior was studied considering the results of oedometric and infiltration tests carried out on saturated silt –bentonite mixtures throughout under different vertical pressure. Infiltration curves were identified and simulated through simple equations. Saturated hydraulic conductivity was simulated considering different models including the recognized Kozeny-Carman equation. In general, results have showed some properties and parameters changes in local silty soils because of the densification and bentonite addition such as increased plasticity, lower hydraulic conductivity; higher mechanical resistance and higher cohesion. High-definition images showed greater densification of the soil matrix which suggests that bentonite causes an increase in the number of contact between particles which generates a mechanical improvement. The optimal range of bentonite (COB) to be incorporated into the local silty soil, in order to improve not only its hydraulic and mechanical properties but also guarantee the stability of the system; it is between 3-6%. Finally, the conclusion of this thesis is that it is feasible to use silty soils with the addition of bentonite for sealing purposes, provided that geotechnical criteria such as resistance, permeability and a suitable compaction method are taken into account.

INDICE GENERAL

Dedicatoria.....	I
Agradecimientos.....	II
Resumen.....	III
Abstract.....	IV
Índice Temático.....	V

INDICE TEMATICO

Capítulo 1: INTRODUCCION Y OBJETIVOS

1.1 Planteo del problema.....	1
1.2 Justificación y relevancia del estudio	4
1.3 Objetivos	4
1.3.1 Objetivo general	4
1.3.2 Objetivos específicos.....	5
1.3.3 Alcances de la investigación	6
1.4 Metodología.....	6
1.4 Estructura de la Tesis.....	8

Capítulo 2: COMPORTAMIENTO HIDRAULICO Y MECANICO.ESTADO DEL ARTE

2.1 Introducción.....	10
2.2 Sistemas de barreras para la contención de residuos sólidos urbanos.....	10
2.3 Barreras compactadas: criterios de diseño.....	13
2.4 Conductividad Hidráulica en barreras compactadas.....	17
2.4.1 Factores influyentes en el comportamiento hidráulico.....	18
2.4.2 Modelos de estimación de la conductividad hidráulica.....	26

2.5 Comportamiento mecánico de barreras compactadas.....	30
2.6 Comportamiento hidráulico y mecánico de barreras compactadas.....	33
2.7 Estabilidad y seguridad de barreras compactadas.....	37
2.8 Fenómeno de Capilaridad y su contribución a la resistencia mecánica.....	38
Capítulo 3: MATERIALES Y METODOS.PROGRAMA EXPERIMENTAL	
3.1 Introducción.....	43
3.2 Materiales empleados.....	43
3.2.1 Antecedentes.....	43
3.2.1.1 Loess. Origen, Formación y Propiedades.....	43
3.2.1.2 Bentonita. Génesis y comportamiento higroscópico.....	48
3.2.2 Ensayos de Caracterización. Parámetros geotécnicos.....	50
3.2.2.1 Suelo loessico.....	50
3.2.2.2 Bentonita.....	51
3.2.2.3 Mezclas suelo – bentonita	52
3.2.3 Microscopia Electrónica de Barrido (SEM).....	54
3.3 Métodos.....	58
3.3.1 Comportamiento hidráulico de materiales compactados	58
3.3.1.1 Permeabilidad a Pared rígida.....	58
3.3.1.2 Permeabilidad a pared flexible.....	61
3.3.1.3 Capilaridad.....	74
3.3.1.4 Infiltrómetro de doble anillo	75
3.3.2 Comportamiento mecánico de materiales compactados	80
3.3.2.1 Ensayo de compresión simple.....	80
3.3.3 Acoplamiento hidráulico y mecánico de materiales compactados.....	81
3.3.3.1 Ensayo edométrico e infiltración.....	81

3.4 Programa experimental.....	84
3.4.1 Ensayo de caracterización física.....	84
3.4.2 Ensayos de Compactación.....	84
3.4.3 Comportamiento hidráulico de materiales compactados	85
3.4.3.1 Permeabilidad a pared rígida.....	85
3.4.3.2 Permeabilidad a pared flexible.....	86
3.4.3.3 Capilaridad.....	87
3.4.3.4 Infiltrómetro de doble anillo	88
3.4.4 Comportamiento mecánico de materiales compactados	90
3.4.4.1 Ensayo de compresión simple.....	90
3.4.5 Acoplamiento hidráulico y mecánico de materiales compactados.....	91
3.4.5.1 Ensayo edométrico e infiltración.....	91

Capítulo 4: COMPORTAMIENTO HIDRAULICO

4.1 Introducción.....	92
4.2 Comportamiento hidráulico de materiales compactados en laboratorio.....	92
4.2.1 Permeabilidad a pared rígida.....	92
4.2.2 Permeabilidad a pared flexible.....	95
4.2.2.1 Curvas de Infiltración	95
4.2.2.2 Conductividad hidráulica de mezclas compactadas.....	99
4.2.3 Fenómeno de Capilaridad.....	107
4.3 Comportamiento hidráulico en campo.....	114
4.4 Modelado del comportamiento hidráulico.....	120
4.4.1 Modelado de la Infiltración en laboratorio.....	120
4.4.2 Modelado de la conductividad hidráulica obtenida en laboratorio.....	131

4.4.3 Modelado de la conductividad hidráulica empleando Kozeny – Carman.....	139
4.4.4 Modelado de la Infiltración en campo.....	145
Capítulo 5: COMPORTAMIENTO MECANICO	
5.1 Introducción.....	151
5.2 Comportamiento mecánico de materiales compactados en laboratorio.....	151
5.2.1 Ensayo de Compresión simple.....	151
5.2.2 Resistencia al corte máximo en mezclas compactadas.....	168
5.2.3 Análisis de estabilidad.....	170
5.3 Modelado del comportamiento mecánico.....	171
Capítulo 6: ACOPLAMIENTO HIDRAULICO Y MECANICO	
6.1 Introducción.....	179
6.2 Acoplamiento hidráulico y mecánico de mezclas compactadas.....	179
6.2.1 Curvas de Infiltración.....	180
6.2.2 Conductividad hidráulica saturada.....	189
6.2.3 Comportamiento mecánico.....	196
6.2.4 Índice de compresibilidad C_c	203
Capítulo 7: CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION	
7.1 Consideraciones generales.....	206
7.2 Conclusiones particulares.....	207
7.3 Análisis crítico de los logros alcanzados.....	210
7.4 Contenido óptimo de bentonita.....	214

7.5 Sugerencias para investigaciones futuras.....215

Referencias Bibliográficas.....216

CAPITULO 1

INTRODUCCION Y OBJETIVOS

1.1 Planteo del problema

El desmesurado aumento del volumen de residuos como resultado del incremento poblacional y del consumo excesivo en la sociedad actual está poniendo en peligro los recursos necesarios para mantener las necesidades de nuestra generación y de las futuras venideras.

En la actualidad, nuestro país se ubica entre aquellos de rango medio en generación per cápita diaria de residuos sólidos urbanos (RSU) entendiendo como tal a la basura proveniente del ámbito residencial, comercial, sanitario e industrial. Particularmente en la provincia de Córdoba, según datos otorgados por el Observatorio Nacional para la Gestión de Residuos Sólidos Urbanos y considerando una tasa de crecimiento anual de residuos próxima a 0,3%, el promedio diario de desechos por habitante es igual a 1,03 kilos que equivale a casi 45.000 toneladas diarias para el total de la población, es decir una tonelada de residuos por segundo (Tavella et al, 2017).

Según el programa de Gestión Integral de RSU desarrollado en Argentina, la provincia de Córdoba genera 3.780 toneladas diarias de basura, siendo la tercera de las cuatro provincias que más basura producen en el país siendo solo el 60 % conducido hacia rellenos sanitarios mientras que el 40% restante se dispone en basurales a cielo abierto sin ningún tipo de tratamiento.

Particularmente, la ciudad de Córdoba cuenta con el actual predio de enterramiento transitorio denominado Piedras Blancas el cual se encuentra operando a máxima capacidad y prestando servicio hasta la definición del futuro sitio de disposición final de desechos. Según lo indicado por el Gobierno de la Ciudad de Córdoba, considerando los dieciocho municipios que vierten sus residuos en este predio se garantiza el tratamiento del 70% de los residuos sólidos provinciales. Sin embargo, esta sobre explotación del recinto de Piedras Blancas podría conducir

en un futuro a una eventual inestabilidad de las barreras que conforman el sistema de enterramiento (Tavella et. al., 2017; Municipalidad de Córdoba, 2019).

Frente a lo expuesto surge como principal preocupación la posible fuga de lixiviados a través del subsuelo que rodea una fosa, lo cual representa una potencial contaminación de las aguas subterráneas y del medio ambiente en general. Por tal motivo, la función principal de un sistema de barreras es la de evitar dicha fuga reduciendo en el eventual caso la migración de fluidos mediante el empleo de mezclas de materiales de baja conductividad hidráulica.

Numerosos países internacionales cuentan con reglamentaciones que recomiendan de manera general algunos aspectos necesarios a considerar tales como valores de conductividad hidráulica admisibles, espesores mínimos con los que debe contar una barrera de contención, distintos tipos de mezclas de materiales, diferentes configuraciones de diseño aplicables a barreras entre otros. La normativa empleada a menudo corresponde a la dispuesta por US EPA (1993) la cual establece un valor máximo de conductividad hidráulica admisible igual a 1×10^{-09} m/s y un espesor mínimo necesario mayor a 0,60 m para reducir el número de imperfecciones o fisuras posibles en una barrera.

Evaluar una barrera únicamente considerando el enfoque hidráulico resultaría ser una evaluación parcial desestimando que dicho sistema de barreras en realidad se encuentra sometido a elevadas presiones verticales y crecientes esfuerzos de corte debido a la disposición diaria de residuos a lo largo de su vida útil. Existen en la literatura numerosos casos de falla reportados tanto en la capa de suelo compactado como en las interfaces entre distintos materiales empleados para la construcción de las barreras laterales, ocurridos todos ellos por desconsiderar una adecuada evaluación de resistencia al corte y compresibilidad de las mezclas empleadas (Montoro et. al, 2016).

La resistencia al corte de suelos limosos de baja plasticidad ha sido objeto de estudio de los últimos 60 años sin embargo el avance teórico reportado en este campo de estudio aún continúa siendo limitado. Como el limo es un suelo con un tamaño de grano entre arcillas y arenas, su composición granulométrica lo hace único y por lo tanto la caracterización de su comportamiento es especial y resulta ser a veces un poco dificultosa. Así, predecir su compresibilidad o bien su resistencia al corte mediante correlaciones halladas en la literatura y

válidas para arenas o arcillas implicaría no identificar los parámetros mecánicos propios de este material conduciendo a un diseño de estructuras sub dimensionadas con la eventual aparición de mecanismos de falla.

Si bien el estudio de múltiples factores influyentes en el comportamiento hidráulico de mezclas limo-bentonita entre los que se encuentran el grado de saturación del suelo, gradiente hidráulico, estructura de las muestras, fluido permeante, tiempo de permeado, método de compactación, equipo de permeabilidad empleado, granulometría de las mezclas, contenido de finos, humedad de moldeo y la energía de compactación lleva 20 años de investigación en el ámbito local (Francisca et.al., 1998; Nieva y Francisca, 2007; Aiassa et.al., 2008; Aiassa y Arrúa, 2009; Nieva y Francisca, 2009; Montoro y Francisca, 2011; Francisca et.al., 2012; Francisca y Glatstein, 2012; Glatstein y Francisca, 2014) la influencia de la aplicación de elevadas presiones verticales sobre los resultados de conductividad hidráulica de muestras no registra antecedentes. Se destaca el trabajo de Nieva y Francisca (2007) quienes hallaron una estrecha relación entre la estructura de mezclas compactadas con adición de bentonita y los valores de conductividad hidráulica calculados observando una disminución de estos últimos a mayor peso unitario seco relativo de una muestra entendiendo como tal a la relación entre el peso unitario seco y el peso unitario seco máximo determinado por ensayo Proctor.

Por otro lado, si bien el contenido óptimo de humedad de moldeo, el grado de compactación adecuado, el contenido óptimo de adición asociado al potencial de hinchamiento de una mezcla, la forma de las partículas, la relación de vacíos, la energía de compactación y el grado de saturación han sido factores de estudio en el ámbito mecánico (Daniel y Wu, 1993; Benson y Daniel, 1994; Komine y Ogata, 1994; Delage et.al., 1998; Komine, 2004; Lloret y Villar, 2007; Wang et.al., 2012; Stark, 2012; Montoro et.al., 2016; Juarez et.al., 2018) la influencia del contenido de bentonita sobre los parámetros mecánicos de muestras remodeladas continua siendo motivo de estudio. Por último, el modelado del desempeño hidráulico de los suelos locales considerando la reconocida ecuación de Kozeny-Carman como así también de la respuesta tenso-deformacional de las mezclas con bentonita no presentan reporte previo en el ámbito local.

1.2 Justificación y relevancia del estudio

Durante la etapa de diseño de las barreras laterales y de fondo que forman parte de un relleno sanitario se deben considerar los requisitos técnicos impuestos por las diferentes normativas nacionales e internacionales para lograr la prevención o reducción de los contaminantes al ambiente (US EPA, 1993). Entre tales requisitos resulta de importancia fundamental la evaluación de la conductividad hidráulica de los materiales que forman las barreras.

Lograr conductividades hidráulicas admisibles ($k < 1 \times 10^{-09}$ m/s) implica en muchos casos emplear arcillas compactadas o bien arcillas mezcladas con suelo local (Mitchell y Jaber, 1990; Kayabali, 1997; Manassero et. al., 2000). Sin embargo, considerando las condiciones de operación de las barreras se requiere no solo incorporar el requisito hidráulico sino además las condiciones mecánicas como la resistencia a la compresión y la deformabilidad de las mezclas (Benson y Daniel, 1994). Por esta razón, la intención principal de este trabajo de investigación es estudiar la influencia del grado de compactación y contenido de bentonita sobre la conductividad hidráulica y la resistencia de mezclas considerando el acoplamiento de ambas respuestas. Se destaca como aporte novedoso la respuesta tenso-deformacional de las mezclas en función del contenido de bentonita y la predicción del comportamiento mediante formulaciones matemáticas sencillas. Otro punto destacable es la modelación del comportamiento hidráulico considerando la reconocida ecuación de Kozeny- Carman y finalmente el estudio del desempeño hidráulico de mezclas sometidas a elevadas presiones verticales.

Por lo citado, los resultados hallados en el presente estudio contribuyen al conocimiento local del comportamiento hidráulico y mecánico de los materiales disponibles para la construcción de rellenos sanitarios destacando al mismo tiempo el hallazgo de un contenido óptimo de adición que garantice el rendimiento integral de mezclas.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

El objetivo general es caracterizar el comportamiento hidráulico y mecánico de suelos eólicos de la Ciudad de Córdoba mejorados mediante compactación y adición de bentonita, con el fin de hallar una expresión matemática simple que estime la respuesta hidráulica de mezclas bajo condición de carga incremental.

1.3.2 Objetivos específicos

- Ejecutar ensayos de permeabilidad a pared flexible sobre muestras remoldeadas evaluando la influencia de la variación del peso unitario seco y del contenido de bentonita en los valores de conductividad hidráulica saturada hallados.
- Identificar las curvas de infiltración de cada mezcla y caracterizar los parámetros que intervienen en función del contenido de bentonita y peso unitario seco.
- Ejecutar ensayos de infiltración en campo sobre terraplenes de prueba contruidos con material limoso evaluando la influencia del grado de compactación en los resultados obtenidos.
- Calibrar una función matemática mediante parámetros específicos de tal modo que estime el fenómeno de infiltración observado en campo y laboratorio.
- Identificar las curvas tensión- deformación en mezclas limo-bentonita y definirlos parámetros que intervienen en función del contenido de bentonita.
- Modelar la resistencia mecánica de las mezclas limo-bentonita en términos del contenido de bentonita incorporado.
- Plantear un modelo matemático que estime la conductividad hidráulica saturada de las mezclas sometidas a carga incremental, en función del contenido de bentonita y peso unitario seco.
- Determinar el rango óptimo de bentonita a emplear para mejorar las propiedades hidráulicas y mecánicas de mezclas con suelo local.

1.3.3 Alcance de la investigación

Para abordar el tema de estudio y dar cumplimiento a los objetivos general y específicos se ha preparado un plan de trabajo experimental donde se incluyeron tareas de laboratorio, entre ellas la ejecución de ensayos de infiltración a pared flexible y pared rígida, infiltración en campo, ensayos de compresión, ascenso capilar y procesado de datos en gabinete. Se consideró el empleo de bentonita y suelo limoso de origen eólico proveniente de la Ciudad de Córdoba. Las variables de estudio fueron el peso unitario seco (γ_d) de las mezclas y el porcentaje de adición de bentonita (B) incorporado a las mismas (3%, 6% y 9%). Las muestras fueron remoldeadas y compactadas de manera estática en laboratorio a diferencia del trabajo propuesto por Nieva y Francisca (2007) mientras que el tipo de compactación empleado en campo fue dinámico. El modelado de los resultados experimentales se limitó a la obtención de funciones matemáticas simples ajustadas por calibración de parámetros específicos intervinientes en el desempeño hidráulico y mecánico.

1.4 Metodología

La metodología de trabajo propuesta comprendió la coordinación de trabajos experimentales en campo y laboratorio además de las tareas en laboratorio y gabinete. Se organizó el plan de trabajo en diferentes fases fundamentales destinadas al cumplimiento de los objetivos.

Las mismas se detallan a continuación:

1. Revisión del estado del conocimiento. Se desarrolló la búsqueda de antecedentes bibliográficos en relación a la geotecnia de los suelos eólicos y aluviales de Córdoba. Infiltración en suelos, conductividad hidráulica saturada, comportamiento de suelos compactados, parámetros de resistencia al corte, comportamiento tenso-deformacional. Aplicaciones de los suelos compactados a diferentes tipos de geoestructuras, en particular barreras sanitarias y estabilidad de taludes. Utilización de suelos mejorados por compactación y/o modificados mediante la incorporación de materiales minerales como la bentonita. Enfoque microscópico evaluando la morfología de los agregados en una mezcla. Técnicas experimentales de caracterización de los materiales. Normas y códigos relacionados.

2. Equipos de medición. Las actividades en laboratorio se centraron en la instalación, puesta a punto y empleo de un permeámetro de pared flexible a confinamiento controlado además de la preparación de dispositivos accesorios existentes tales como comparadores, buretas, balanzas, piedras porosas, moldes metálicos para ensayos de infiltración a pared rígida en laboratorio y anillos o celdas para infiltración en campo. El acondicionamiento del edómetro para la ejecución de ensayos de infiltración - compresión y la configuración de la celda de carga de 50 kN de capacidad, montada en la máquina de compresión universal para ensayos de compresión simple. Se obtuvieron imágenes digitales de alta resolución de las mezclas como así también del limo y bentonita empleada. Los controles de compactación en campo se realizaron mediante ensayos DCP.

3. Desarrollo experimental. El mismo comprendió el estudio del comportamiento hidráulico y mecánico de los suelos limosos locales con adición de bentonita y en estado compactado. Se realizaron ensayos siguiendo los lineamientos propuestos por las normas ASTM, además de metodologías empleadas y verificadas en otros trabajos de investigación. En laboratorio, se ejecutaron ensayos de permeabilidad a pared rígida y a pared flexible, ensayos de compresión simple, capilaridad y pruebas de infiltración en mezclas sometidas a carga incremental mediante el empleo de edómetros convencionales adaptados para ensayos de infiltración. Se realizaron ensayos de humedad natural, ensayo de compactación Proctor estándar, gravedad específica, límites de consistencia, análisis granulométrico por tamices e hidrómetro y micrografías digitales de alta resolución sobre limo, bentonita y mezclas. Las mezclas fueron compactadas de manera estática con valores de peso unitario seco entre 13 kN/m^3 y 17 kN/m^3 y contenidos de bentonita entre 3% y 9%. En campo, se construyeron terraplenes de prueba con suelo limoso compactado de manera dinámica con diferentes valores de peso unitario seco mientras que las pruebas de infiltración se ejecutaron mediante el empleo de anillos concéntricos.

4. Modelado del Comportamiento. Los resultados de infiltración y valores de conductividad hidráulica saturada de mezclas limo-bentonita fueron modelados a través de funciones matemáticas sencillas y calibradas con parámetros específicos. Se propuso una formulación en base a la ecuación de Kozeny-Carman para estimar la respuesta hidráulica de las mezclas sometidas a carga incremental. El comportamiento tenso-deformacional fue modelado considerando distintos contenidos de bentonita y grados de compactación.

5. Análisis de resultados, Discusión y Conclusiones. El análisis y discusión de los resultados obtenidos en campo y laboratorio permitieron formular las conclusiones finales y recomendaciones para la elaboración de mezclas con mejor rendimiento hidráulico y mecánico.

1.5 Estructura de la Tesis

La estructura general de la presente tesis consta de siete capítulos descriptos a continuación.

En el capítulo 1 se presenta el planteo del problema, la motivación de estudio, el objetivo general y objetivos específicos, el alcance de la investigación, la metodología empleada y la estructura de la tesis.

En el capítulo 2, se presenta el origen de los sistemas de barreras para la contención de residuos sólidos urbanos, tipos de barreras y criterios de diseño, comportamiento hidráulico de las mismas y factores influyentes. Revisión de modelos de estimación de la conductividad hidráulica saturada. Comportamiento mecánico y estabilidad de las mezclas. Acoplamiento del comportamiento hidráulico y mecánico. Contribución del fenómeno de capilaridad a la resistencia del sistema.

En el capítulo 3, se describen los materiales empleados como el limo local, la bentonita y diseño de mezclas. Los métodos y equipos utilizados se dividen en tres partes. La primera parte considera el estudio del comportamiento hidráulico de los materiales compactados mediante la ejecución de ensayos de permeabilidad a pared rígida, a pared flexible, capilaridad e infiltración en campo. La segunda parte considera el estudio del comportamiento mecánico de los materiales mediante la ejecución de ensayos de compresión simple y la tercera parte muestra el estudio del acoplamiento del comportamiento hidráulico y mecánico a través del ensayo edométrico e infiltración. Se detalla el programa experimental indicando la codificación de las mezclas de estudio.

En el capítulo 4, se presentan los resultados, análisis y discusión referidos al comportamiento hidráulico de las mezclas compactadas. Se identifican las curvas de infiltración y el cálculo de los valores de conductividad hidráulica saturada para cada mezcla ensayada. Se

exponen las observaciones y registros de avance del frente húmedo en relación al fenómeno de capilaridad. Se identificaron las curvas de infiltración de cada terraplén de prueba en campo y su correspondiente valor de conductividad hidráulica. Se proponen modelos para hallar la infiltración en campo y laboratorio. El modelo propuesto en base a la ecuación de Kozeny-Carman para la estimación de la conductividad hidráulica saturada está planteado en función del contenido de bentonita y grado de compactación de las mezclas.

En el capítulo 5, se presentan los resultados, análisis y discusión referidos al comportamiento mecánico de las mezclas compactadas. Se identifican las curvas tensión-deformación para las distintas mezclas elaboradas. Se exponen los resultados de los parámetros involucrados en el comportamiento mecánico, los valores de resistencia al corte máximos y un análisis de estabilidad de las mezclas. El modelo de comportamiento tenso-deformacional propuesto para mezclas de suelo con adición de bentonita se presenta en función del contenido de bentonita y grado de compactación.

En el capítulo 6, se presenta el estudio del comportamiento hidráulico y mecánico de manera acoplada en mezclas sometidas a presiones verticales aplicadas de manera incremental. Se muestra la variación de los valores de conductividad hidráulica saturada en función de la modificación de la relación de vacíos para cada instancia de carga aplicada. Se analiza la compresibilidad de cada mezcla considerando el contenido de bentonita y el grado de compactación.

En el capítulo 7, se presentan las conclusiones finales del trabajo, el rango óptimo de contenido de bentonita para que las mezclas mejoren su resistencia mecánica y presenten una adecuada conductividad hidráulica saturada y las futuras líneas de investigación.

Las referencias bibliográficas consultadas se anexan al final del trabajo de investigación.

CAPITULO 2

COMPORTAMIENTOS HIDRAULICO Y MECANICO. ESTADO DEL ARTE

2.1 Introducción

En este capítulo se presenta el origen de los sistemas de barreras para la contención de residuos sólidos urbanos, tipos de barreras y criterios de diseño, comportamiento hidráulico de las mismas y factores influyentes. Revisión de modelos de estimación de la conductividad hidráulica saturada. Comportamiento mecánico y estabilidad de las mezclas. Acoplamiento del comportamiento hidráulico y mecánico. Contribución del fenómeno de capilaridad a la resistencia del sistema.

2.2 Sistemas de barreras para la contención de residuos sólidos urbanos

A partir del siglo XX, el crecimiento de la población mundial y los diferentes tipos de actividades derivadas de los procesos de industrialización que han sido desarrollados por el hombre han contribuido fuertemente a la generación de grandes cantidades de residuos contaminantes tanto para el ecosistema como para las personas con consecuencias adversas en la salud y medio ambiente en general (Sharma y Reddy, 2004).

Posterior a 1970 la ingeniería geotécnica propuso la disposición final de dichos residuos en contenedores aislados mediante la ejecución de barreras hidráulicas horizontales y verticales construidas con material natural como arcillas compactadas (Auvinet y Hiriart 1980; Daniel 1984; Harrop -Williams 1985; Day y Daniel 1985), suelos limosos (Holtz 1985) e incluso mezclas suelo – bentonita (Lundgren 1981; Chapuis 1981, Abeelee, 1986).

Numerosos países desarrollados manifestaron su oposición a la construcción y gestión de rellenos sanitarios como consecuencia de los posibles inconvenientes a ocurrir tales como eventual filtración de lixiviados, emisión de gases o escasez de material local para la construcción

de las barreras hidráulicas (Othman et al., 2013). Sin embargo, en la actualidad la disposición final de residuos en vertederos controlados continua siendo un método rentable para aquellos países en vías de desarrollo y alineados a una política de gestión sustentable de desechos sólidos urbanos (Allen, 2000; Wagner, 2011), entendiéndose como tal a la aplicación de procesos que contemplan tareas de reutilización y reducción de residuos como pasos previos a la disposición de los mismos en rellenos sanitarios con el fin de lograr una menor contaminación al medio ambiente y un consecuente beneficio a las generaciones futuras (Allen, 2000).

El principal desafío que presenta la construcción de un relleno sanitario es lograr barreras superficial, laterales y de fondo con una conductividad hidráulica adecuada por un largo periodo de tiempo para prevenir o reducir la migración de lixiviados desde el interior de la celda hacia alguna napa freática (Sharma y Lewis, 1994, Manassero et al, 2000). Numerosos autores han trabajado en diversas configuraciones de diseño de barreras con el fin de obtener la eliminación de contaminantes al ambiente. Entre las configuraciones típicas se encuentran las barreras simples y las compuestas (Benson y Daniel, 1994; Goroud y Bonaparte, 1989). La Figura 2.1 muestra un esquema de las mismas.

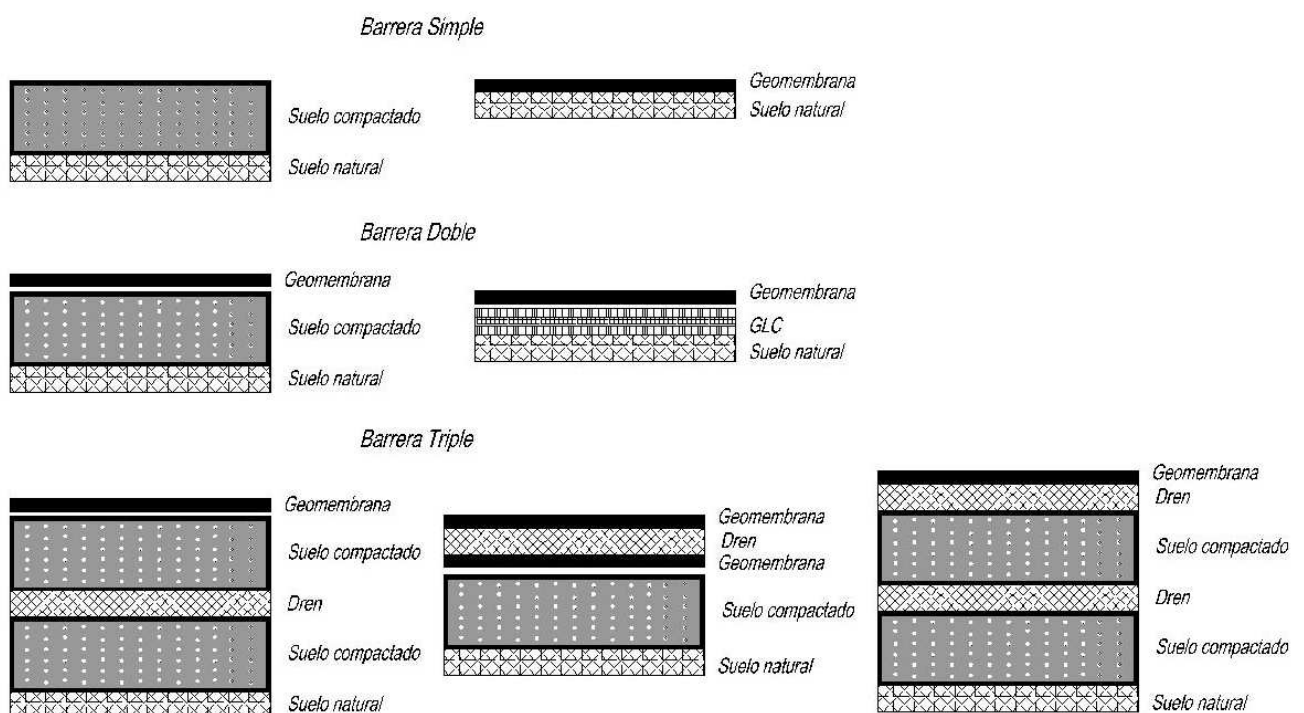


Figura 2.1 Tipos de barreras simple y compuestas (Montoro y Francisca, 2016)

Los materiales típicos empleados suelen ser suelos finos compactados, mezclas suelo – bentonita y mezclas suelo – geosintéticos. En general, las estructuras conformadas por arcilla compactada, filtros granulares y geomembranas suelen ser utilizadas como barreras de impermeabilización en numerosos países desarrollados donde sus normativas estipulan espesores mínimos de cada capa, niveles de conductividad hidráulica requeridos, especificaciones técnicas de las membranas sintéticas y combinaciones posibles de materiales (Koch, 2002).

La Agencia Nacional de Protección Ambiental de los Estados Unidos (US EPA, 1993) también ha establecido pautas de diseño y desempeño para las barreras de fondo y laterales como el espesor de la capa de arcilla compactada mayor o igual a 0,60 m protegida mediante la colocación de una geomembrana de alta densidad de 1,5 mm de espesor y un valor máximo de conductividad hidráulica saturada de la barrera igual a 1×10^{-09} m/s. El Código de Regulación Federal (CRF) en 1991, también contribuyó a regular el diseño, operación y control de los rellenos sanitarios estableciendo la disposición de un sistema de recolección de lixiviados y la acumulación no mayor a 0,30 m del mismo líquido sobre las barreras de fondo (Quiang et. al, 2004).

Actualmente, los países de la Unión Europea, Oceanía, Norte América e inclusive Japón presentan una reglamentación definida en relación al diseño, construcción y operación de vertederos controlados (Chai y Miura, 2002; Manassero et. al., 2000) sin embargo en Argentina y especialmente en la Provincia de Córdoba la normativa vigente se encuentra limitada a la clarificación de los requerimientos para suelos locales basándose en estándares de diseño y desempeño dispuestos por la US EPA. El Ministerio de Salud y Seguridad Social (1996) presentó algunos lineamientos referidos al valor máximo de conductividad hidráulica en estado saturado admisible para barreras de fondo, siendo el mismo igual a 1×10^{-09} m/s. También autorizó la colocación de una membrana de polietileno de 0,25 mm de espesor en aquellos casos de no cumplimiento con el valor requerido para el sistema.

Por otro lado, la Agencia Córdoba Ambiente especificó parámetros de diseño para las fosas de enterramiento final determinando para las barreras de fondo una compactación mecánica mínima igual al 95% del valor máximo de densidad obtenido del ensayo Proctor Modificado (ACA, 2001), colocando por encima de dichas barreras una capa de suelo-arcilla (como la bentonita) de 0,20 m de espesor y proporción media del 5% de bentonita en peso agregada al

suelo para elaborar las mezclas. Por encima se concluye con una capa de material granular como filtro drenante y finalmente algún elemento de protección.

La Agencia Córdoba Ambiente permite el empleo de arcillas como la bentonita en rellenos sanitarios debido a su elevada capacidad de hinchamiento y su reducida conductividad hidráulica en el orden entre 10^{-11} m/s y 10^{-12} m/s destacándola para su empleo en rellenos sanitarios (Koch, 2002). La proporción de bentonita recomendada responde al requisito de conductividad hidráulica especificada por la mayoría de las reglaciones internacionales para la construcción de barreras de impermeabilización ($k < 1 \times 10^{-9}$ m/s) (Mitchell y Jaber, 1990; Kayabali, 1997; Manasero et. al., 2000; Nieva y Francisca, 2007).

2.3 Barreras compactadas: criterios de diseño

El principal objetivo de una barrera de contención es prevenir o reducir la migración de contaminantes al ambiente como también conducir el lixiviado hacia un posible punto de captación. La Figura 2.2 muestra la eventual presencia de una pluma contaminante en aguas subterráneas debido a la ausencia de barreras de contención laterales y de fondo en vertederos controlados (figura a) mientras que la existencia de las mismas garantiza una disminución del transporte de posibles sustancias químicas solubles a través de medios porosos (figura b).

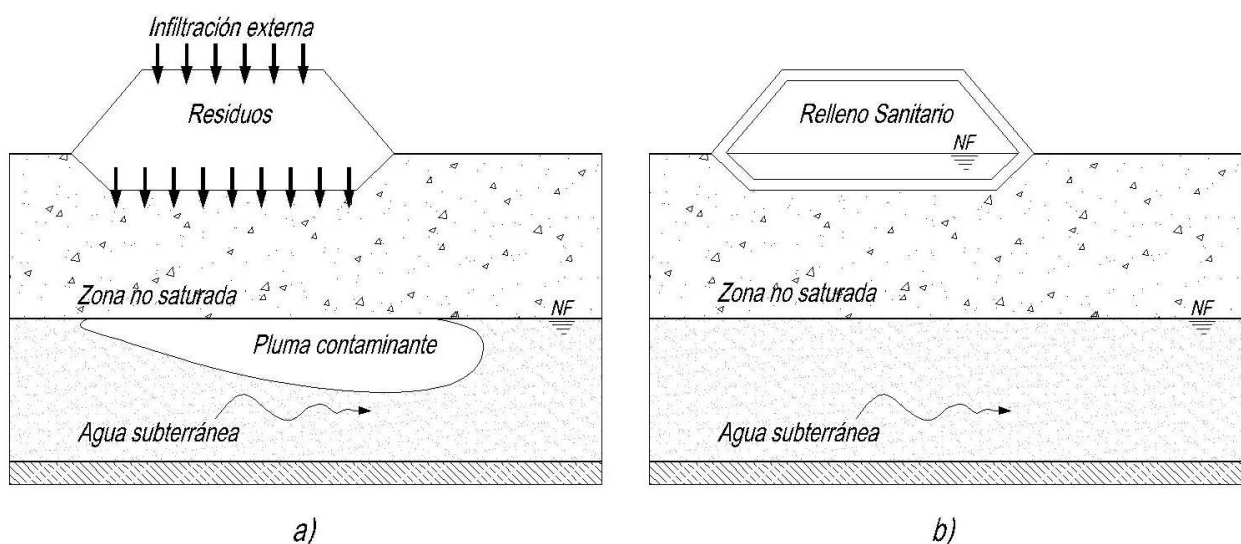


Figura 2.2 Celda de enterramiento a) Sin barreras de contención b) Con barreras de contención

(fuente: Francisca, 2016)

El conocimiento del desempeño hidráulico de las barreras ha permitido establecer criterios mínimos de diseño de mezclas los cuales deben aplicarse para garantizar valores admisibles de conductividad hidráulica ($k < 1 \times 10^{-09}$ m/s). Entre los requisitos sugeridos se mencionan un contenido mínimo de material fino igual a 2% para el caso de suelos compactados pobremente graduados, un porcentaje de pasante tamiz n° 200 entre 40% y 50% correspondiente a material fino no plástico, un valor de humedad de moldeo entre un 2% y 4% superior a la humedad óptima de compactación (HOC), un índice de plasticidad (IP) entre 7% y 15%, un tamaño de partículas no mayor a 50 mm y un porcentaje de material granular no superior a 30% (D'apponia, 1982; Bonaparte, 2002; Benson et al., 1999; Benson y Dwer, 2006).

En la última década del siglo XX, se incorporaron nuevos requisitos en relación al desempeño hidráulico de mezclas compactadas. Éstos incluyeron la caracterización granulométrica y ensayos de Atterberg permitiendo la existencia en mezclas de terrones con diámetro menor a 25 mm. Por último, se determinó como peso unitario seco adecuado todo valor superior al 95% del peso unitario máximo obtenido en ensayo Proctor (Mitchell y Jaber, 1990).

Las recomendaciones propuestas hasta aquí no contemplan las dos grandes dificultades a las cuales se enfrentan los rellenos sanitarios. Generalmente, en primer lugar los materiales que conforman las mezclas presentan gran variabilidad en cuanto a su estructura, textura y composición mientras que en segundo lugar las condiciones de contorno que se intentan reproducir en ensayos de laboratorio no reflejan las condiciones reales a las cuales se encuentran sometidas las barreras en campo (Mitchell y Soga, 2005).

Si bien no existe una regulación legal, única e internacional que normalice la evaluación de los materiales destinados al uso en barreras compactadas, algunos trabajos destacan un porcentaje de adición de material fino (arcilla y limo) para alcanzar en una barrera compactada una conductividad hidráulica saturada k_s entre 1×10^{-09} y 1×10^{-10} m/s, una distribución granulométrica determinada, rangos de índice plástico, mineralogía, y parámetros resistentes entre otros (Wisokinski, 2007). La selección de algunos de ellos se encuentra en la Tabla 2.1 (Widomski, 2016).

En general, los suelos cuyo límite líquido (LL) sea superior o igual a 30% y su índice de plasticidad (IP) se encuentre entre 6% y 20% son reconocidos como suelos de baja plasticidad

mientras que aquellos con (LL) entre 95% y 115% e (IP) entre 65% y 75% se denominan suelos de alta plasticidad. La diferencia radical se manifiesta en su comportamiento en estado saturado. Es importante destacar esa diferencia ya que una alta plasticidad le confiere al material un elevado potencial de hinchamiento y de contracción razón por la cual puede inducir a la aparición de eventuales fisuras de carácter irreversible (Mitchell y Soga, 2005; Baumgartl, 2006) conduciendo a una elevada conductividad hidráulica.

Tabla 2.1 Selección de parámetros de referencia que deberían cumplir los materiales destinados a la construcción de barreras de arcilla compactada

	Bagchi (1990)	Daniel and Koerner (1995)	EPA (1993)	Rowe et al. (1995)	Arch (1998)	NRA (1995)	Manitoba Gov. (2007)	Majer (2007)	ITB Wysokinsky (2007)
Contenido de arcilla (%)	≥25	≥10 -20	-	min. 15-20	>10	>10	≥20	≥20 ≥25 pref.	≥20
Contenido de limo y arcilla (%)	≥50	≥30 50	≥30	-	>30	-	≥50	≥50	≥60
Contenido de minerales de arcilla (%)	-	-	-	min. 15-20	-	-	-	≥20	≥20
Límite plástico (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	25-45
Límite líquido (%)	≥30	-	-	-	<90	≤90	≥30	≥30	40-115
Índice de plasticidad (%)	≥15	≥7 -10	≥10 -30	≥7	10-30	≥6-12 ≤65	≥20	≥15 ≥30 pref.	15-70
Contracción lineal (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	≤17
Índice de hinchamiento (%)	-	-	-	-	-	-	-	≥5	≥4
k (m/s)	≤ 1.10 ⁻⁹	≤ 1.10 ⁻⁹	≤ 1.10 ⁻⁹	1.10 ⁻⁹ - 1.10 ⁻¹⁰	≤ 1.10 ⁻⁹	≤ 1.10 ⁻⁹	≤ 1.10 ⁻⁹ ≤ 5.10 ⁻¹⁰	1.10 ⁻⁹	≤ 1.10 ⁻⁹
Modulo de compresibilidad primaria Mo (Mpa)	-	-	-	-	-	-	-	-	≥5
Angulo de fricción interna (°)	-	-	-	-	-	-	-	-	≥3

Por otro lado, si bien la adición de materiales arcillosos en suelos naturales contribuye a la reducción de la conductividad hidráulica esto podría provocar una inestabilidad de la barrera, debido a la elevada capacidad de hinchamiento que presentan estos materiales como en el caso de la bentonita (Mitchell, 1993; Di Maio et al., 2004).

Considerando lo anterior, algunos autores identificaron una zona aceptable dentro del área que encierra la curva de compactación de las mezclas, obtenida la misma mediante el método tradicional de compactación (Proctor y Proctor modificado); para la cual se cumple la condición de conductividad hidráulica admisible para una barrera de contención. Destacaron que dicha zona puede modificarse si además se agrega como nuevo requisito un valor mínimo de resistencia, de asentamiento y consideraciones de hinchamiento - contracción (Benson y Daniel, 1990). Los autores agregaron además que dado que las condiciones de compactación en campo difieren de manera amplia respecto de las ejecutadas en laboratorio en relación al método Proctor estándar o Proctor modificado, resulta necesario considerar un grado de compactación reducido en el estudio de una barrera para analizar sus características (Benson y Daniel, 1990).

En esta línea de estudio, una investigación sobre barreras de arcilla compactada en Texas (Estados Unidos) estableció que los requerimientos mínimos necesarios para que mezclas con arcilla puedan obtener un óptimo desempeño hidráulico y mecánico son un valor de conductividad hidráulica menor o igual a 1×10^{-09} m/s, una resistencia a la compresión simple mayor o igual a 200 kPa y una contracción volumétrica menor o igual a 4% (Daniel y Wu, 1993; Tay et. al, 2001).

Teniendo en cuenta lo anterior, surgió el concepto de compactación relativa (RC) el cual se propuso variar en rango entre 96% y 98% respecto del peso unitario seco máximo obtenido por Ensayo Proctor considerando a la vez diferentes zonas de compactación según las propiedades deseadas en una barrera (Daniel y Wu, 1993). La Figura 2.3 muestra a cada área según diferentes los criterios de diseño establecidos por Daniel y Wu (1993) además de la zona de superposición obtenida a partir de la consideración de todos los requerimientos deseables en una barrera de sellado.

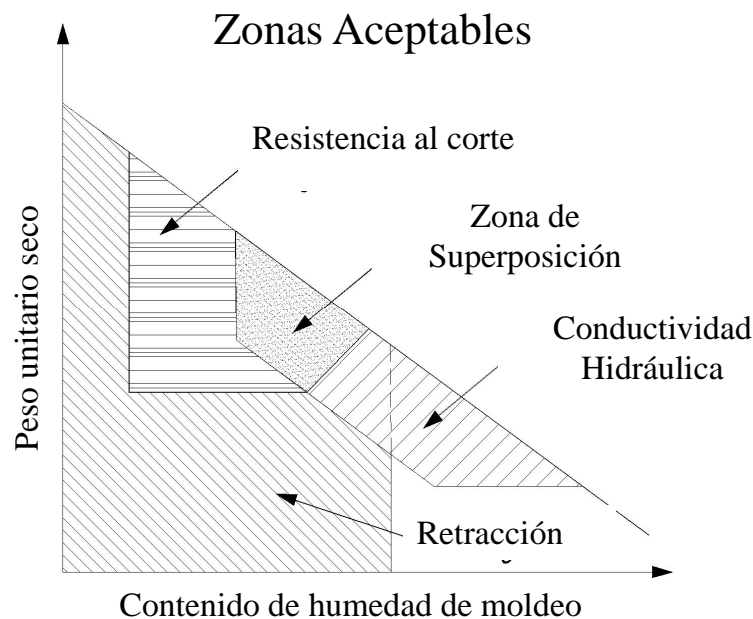


Figura 2.3 Identificación de zonas aceptables para lograr adecuada conductividad hidráulica, elevada resistencia a la compresión simple y menor presencia de fisuras por disecación (Daniel y Wu, 1993)

En el ámbito internacional, si bien puede hallarse en la literatura una extensa información respecto del comportamiento hidráulico de suelos arcillosos y arenosos, escaso es el aporte en el ámbito local en relación al desempeño hidráulico y mecánico de suelos limosos en estado compactado y con adición de arcillas como la bentonita.

2.4 Conductividad Hidráulica en barreras compactadas

En el área de la geotecnia ambiental, la conductividad hidráulica (k) resulta esencial en el diseño de barreras de protección de aguas subterráneas, estudio de almacenamiento de residuos, recuperación de sitios contaminados, consolidación y estabilización de suelos o bien efectos de infiltración en capas arcillosas (Mitchell, 1993).

A pesar de este amplio espectro, la determinación de la conductividad hidráulica tanto en campo como en laboratorio sigue siendo compleja, y esta complejidad se acentúa por el hecho de que esta propiedad es probablemente la más variada entre las propiedades inherentes de un

material y las condiciones de laboratorio suelen no ser reflejo real de las condiciones de campo (Lambe y Whitman, 1969).

Definiendo a la conductividad hidráulica (k) como la capacidad que presenta un medio poroso de permitir el paso de fluido, se puede afirmar que este parámetro se encuentra influenciado tanto por el material como por quien lo atraviesa (Santamarina, 2001; Freeze y Cherry, 1979).

2.4.1 Factores influyentes en el comportamiento hidráulico

La reducida conductividad hidráulica saturada que presentan los compuestos compactados con material natural cohesivo o mezclas suelo – bentonita, es la principal razón por la cual son destinados a la construcción de barreras en depósitos sanitarios.

Numerosos factores fueron estudiados con el fin de analizar los más influyentes en la determinación de la conductividad hidráulica, detectándose que para un mismo tipo de suelo el valor de (k) puede variar hasta tres órdenes de magnitud dependiendo de su estructura, índice de vacíos, grado de compactación, contenido de humedad, fuerzas de contacto entre otros (Lambe, 1954; Lambe y Whitman, 1969; Mitchell, 1965; Barden, 1974).

El 1990, la Agencia de Protección Medioambiental en Estados Unidos (US EPA) apoyó todos aquellos proyectos de investigación que incluían la identificación de factores influyentes en la conductividad hidráulica de barreras de arcilla compactada, la construcción y testeo de las obras y ensayos de laboratorio sobre muestras de distintos tipos de arcilla destinadas a la ejecución de barreras.

Si se analizan los factores desde las propiedades del medio poroso, desde un punto de vista estructural una muestra limosa con una fábrica floclada (suelos compactados del lado seco de la curva de compactación) presenta valores de conductividad hidráulica mayores respecto de una con fábrica dispersa (suelos compactados del lado húmedo de la curva de compactación) (Lambe, 1958). Desde un enfoque macroscópico, la teoría de agregados refuerza la idea de reducción del espacio inter - agregado considerando el humedecimiento y remoldeo del material lo cual produce a consecuencia una disminución del valor de conductividad hidráulica respecto del mismo

material compactado del lado seco de la curva Proctor (Olsen, 1962). En rama seca, los macroporos se manifiestan continuos y relativamente mayores respecto de los hallados en rama húmeda donde se reducen resultando en un recorrido más tortuoso (Barden, 1974). En estos suelos, la disminución abrupta del valor de (k) puede alcanzar hasta tres órdenes de magnitud si la humedad de compactación empleada es HOC + 3% (Mitchell, 1993).

Considerando lo anterior, la fábrica de mezclas con presencia de material fino depende no solo de la humedad de moldeo sino además de la energía aplicada a la muestra durante el proceso de compactación. Si bien cualquier método de compactación ya sea por impacto (Ensayo Proctor) amasado, vibración o compresión estática es considerado una forma de estabilización de suelos ya que la energía transferida al medio provoca una reorientación de los granos que conforman el esqueleto mineral, particularmente para el caso de suelos cohesivos resulta fundamental la elección más adecuada ya que la presión aplicada sobre los granos debe ser lo suficientemente elevada para superar la resistencia por cohesión existente entre partículas. En base a esto, la compactación de suelos cohesivos se ejecuta en general mediante métodos estáticos (rodillo pata de cabra, rodillos neumáticos o lisos) (Lambe y Withman, 1969).

Estudios previos de laboratorio demostraron que muestras de suelo limo arcilloso compactadas de manera dinámica presentaron una disminución de casi un orden de magnitud del valor de conductividad hidráulica (k) respecto de muestras compactadas de manera estática para valores de humedad de moldeo próximos a HOC + 2% además del peso unitario seco que también manifestó una leve disminución para las muestras compactadas estáticamente. Esta conclusión se fundamentó considerando que las elevadas deformaciones por corte inducidas mediante impactos provocan una destrucción de la estructura floculada de la matriz de suelo dando como resultado una microfábrica con poros de menor tamaño los cuales promueven una menor circulación del flujo (Seed y Chan, 1959; Mitchell et. al., 1965).

Los efectos del proceso de compactación sobre la conductividad hidráulica en materiales cohesivos también fueron estudiados reportándose diferencias en los resultados de varios órdenes de magnitud con relación a las condiciones de moldeo (Rowe et. al. 1995, Zhang et. al. 2006, Walley et. al. 2012, Widomski et. al. 2015 a). Ebina et. al. 2004 contribuyeron al estudio de mezclas compactadas explicando que la compactación es un fenómeno de deformación en el cual se incrementa el peso unitario del material disminuyendo la porosidad causado por fuerzas

externas o internas, las cuales producen un reacomodo de las partículas. Esta transformación produce no solo una reubicación de los agregados de partículas sino también una modificación en el tamaño, forma y conexión de los poros impactando directamente en el valor de conductividad hidráulica. Por otro lado, la presencia de agregados de mayor tamaño y una red de poros interconectados afectan la conductividad hidráulica de las mezclas compactadas (Elsbury et al., 1990; Lambe, 1958; Olsen, 1962; Barden y Sides, 1970; Garcia-Bengochea et al., 1979 y Daniel, 1984).

Resulta de interés fundamental la relación entre la porosidad de una muestra y su valor de conductividad hidráulica. Es conocido que a mayor porosidad mayor conductividad hidráulica (Das, 2008). En el hemisferio oriental más precisamente al sur de Asia, el estudio avanzó en esta dirección intentando proponer alguna relación entre la conductividad hidráulica y la relación de vacíos en mezclas con el objeto de hallar una función adecuada capaz de predecir el comportamiento hidráulico en suelos de granos finos (Samarasinghe et al. 1982; Siddique y Safiullah, 1995).

Otro factor de influencia destacada es la energía de compactación que se entrega a una muestra durante el proceso de compactación. Es conocido que a mayor energía de compactación las muestras logran una estructura más cerrada y alcanzan valores de conductividad hidráulica menores respecto de muestras con menor energía de compactación. Así, para muestras limosas moldeadas con humedades superiores a 17% y compactadas con mayor energía los valores de conductividad hidráulica son menores a 1×10^{-7} cm/s siendo la diferencia igual a un orden de magnitud respecto de los valores registrados en muestras moldeadas con menor energía de compactación (Daniel y Benson, 1990).

En relación a la composición de una mezcla, la distribución granulométrica es uno de los parámetros más importantes empleados para realizar la caracterización del material y presenta un impacto directo sobre los valores de conductividad hidráulica. Algunos autores propusieron requisitos para la elaboración de las mezclas tales como un límite líquido mayor o igual a 20, índice de plasticidad mayor o igual a 7, porcentaje de finos (pasante tamiz 200) mayores o iguales a 30% y cantidad de arcilla presente mayor o igual a 15% (Benson et al., 1994b) mientras que otros en Canadá trabajaron con el porcentaje de adición de bentonita y la relación existente entre la cantidad de material granular y el material arcilloso presente en la mezcla. Lo último fue

sugerido en función del registro y observación de problemas en campo tales como dificultad en la dosificación correcta de adición, tareas incompletas de mezclado y la influencia del intemperismo sobre las mezclas ya elaboradas (Folkes, 1982). Similar hallazgo se produjo en otras investigaciones en India donde se destacó que la conductividad hidráulica en suelos con adición de bentonita y compactados depende no solo del contenido de material fino presente sino también del porcentaje de la fracción gruesa que conforma la mezcla. Se demostró que para valores reducidos de adición de bentonita la conductividad hidráulica se incrementó en función del aumento en el contenido de la fracción gruesa mientras que para mezclas conformadas con un alto contenido de material fino la conductividad hidráulica se manifestó controlada principalmente por el porcentaje de arcillas (Sivappullaiah, 2000).

Si bien hasta aquí se ha reportado que el contenido de finos y especialmente de bentonita influyen de manera significativa en los valores de conductividad hidráulica también se hallaron antecedentes donde muestras compactadas con un peso unitario seco superior a 16 kN/m^3 conjuntamente con un contenido de bentonita mayor a 10% lograron disminuir de manera notable sus valores (k) mientras que muestras con pesos unitarios secos inferiores a 16 kN/m^3 presentaron una conductividad hidráulica sin variaciones a pesar del incremento en el contenido de bentonita por encima de 10%, lo cual dio como resultado mezclas difícilmente trabajables aun en su proceso de compactación (Cho et al., 2002). Komine (2004) también investigó la conductividad hidráulica en mezclas analizando la influencia de diferentes contenidos de bentonita y pesos unitarios secos obtenidos en laboratorio. Discutió la relación entre la conductividad hidráulica y el contenido de bentonita desde el punto de vista del proceso de hinchamiento que sufre la bentonita en los poros. Su estudio aportó el concepto de la existencia de una deformación volumétrica por hinchamiento como resultado de la presencia de bentonita en las mezclas.

En una misma línea de trabajo, se propuso un rango admisible de contenido de finos entre 4 y 6% para obtener resultados de conductividad hidráulica cercanos a $1 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ en mezclas (Sharma y Kozicki, 1988).

Con el fin de incrementar el conocimiento en relación a los factores que afectan el comportamiento hidráulico de las mezclas algunos autores discutieron un nuevo parámetro k el cual refleja la cantidad de bentonita por volumen de poro y de fácil obtención considerando el contenido de bentonita y el peso unitario seco de la mezcla. De esta forma, la conductividad

hidráulica puede predecirse para diferentes grados de compactación lo cual se torna útil para estimar la misma en campo (Sälfors y Öberg-Högsta, 2002).

Países como Francia, Alemania, Sudáfrica, Suiza, entre otros estudiaron el diseño de mezclas estableciendo requisitos mínimos constructivos mientras que países como Canadá y EE.UU desarrollaron estándares de desempeño referidos al control en el funcionamiento de dichas obras geotécnicas (Manassero et al., 2000).

Otros autores profundizaron el conocimiento estudiando la influencia de los límites de Atterberg, la actividad y la relación de vacíos en la conductividad hidráulica cubriendo un amplio rango de límites plásticos e índices líquidos para diferentes tipos de arcillas (Carrier y Beckman, 1984). En esta línea, Dolinar (2009) expuso un nuevo enfoque para predecir el comportamiento hidráulico basada en la propiedad de plasticidad de las mezclas, siendo ésta distintiva y de fácil medición en arcillas. La relación entre los límites de Atterberg y el comportamiento hidráulico de las arcillas fue su mayor aporte partiendo de nociones de mecánica de suelos vislumbradas por Terzagui en 1925.

Sridharan y Nagaraj (2005) desarrollaron un método predictivo con el fin de estimar la conductividad hidráulica en términos de la relación de vacíos y del índice de contracción entendiendo este último como la diferencia entre el límite líquido y el límite de contracción, aplicado a suelos de granos finos remoldeados. Los autores llevaron a cabo ensayos en edómetros convencionales considerando una humedad de moldeo similar al límite líquido. Aplicaron un gradiente hidráulico igual a 35 y las muestras fueron remoldeadas a mano tomando recaudos en evitar aire atrapado en el interior de las mismas. De esta forma demostraron que el límite de contracción de un suelo natural es el resultado principal del acomodamiento de sus partículas además de ser función de la distribución granulométrica del suelo. El índice de contracción representa para los autores la capacidad de retención de agua de una muestra y la distribución de tamaño de los granos de suelo.

Ren y Santamarina (2018) realizaron una publicación compilando información referida a valores de conductividad hidráulica obtenidos para un amplio rango de suelos, remoldeados y naturales, y diferentes fábricas (considerando empaquetado denso y suelto, disperso o floculado)

destacando principalmente que la variación en la relación de vacíos de una muestra afecta considerablemente los valores de conductividad hidráulica obtenidos.

Hasta aquí los factores analizados estuvieron enfocados a las propiedades del medio poroso. Otro grupo de factores relacionado con el método de ensayo y con el fluido permeante fue identificado en numerosos aportes académicos.

Entre los factores relacionados al método experimental llevado a cabo se pueden mencionar los trabajos de Daniel et al. (1995), Kodikara et al. (2002) y Muhamad, (2004) quienes realizaron ensayos de infiltración a pared flexible y pared rígida en muestras detectando diferencias menores a un orden de magnitud en los valores de conductividad hidráulica obtenidos. Por su parte, Hyang-Sig, et al, (2009) también detectó diferencias en la determinación de la conductividad hidráulica según el tipo de molde empleado. Destacó que en las celdas a pared flexible las muestras de suelo sufren cambios volumétricos generando éstos un reajuste entre las partículas el cual produce la reducción de los poros del medio. Este fenómeno se manifestó para presiones de confinamiento constantes y menores a 200 kPa.

Otros estudios propusieron analizar la conductividad hidráulica de mezclas enriquecidas con bentonita mediante el empleo de un equipo de permeabilidad a pared flexible y mediante ensayos de infiltración en celdas edométricas. Los porcentajes de adición empleados fueron 0 %, 5 %, 10 % y 15 %. Los resultados manifestaron una diferencia de un orden de magnitud menor los obtenidos a pared rígida respecto de aquellos obtenidos a pared flexible. La adición de bentonita entre 5-10% fue recomendada para mejorar la calidad de suelos limosos atendiendo el requisito de conductividad hidráulica para barreras de sellado en rellenos sanitarios (Sobti y Singh, 2017).

Otro factor analizado fue el tiempo transcurrido entre la preparación de una mezcla con bentonita y el comienzo de un ensayo de infiltración propiamente dicho. Algunos autores determinaron que a mayor tiempo de espera menor el valor de conductividad hidráulica. Este comportamiento se registró en situaciones donde la humedad de moldeo fue superior a la humedad óptima de compactación (Dunn y Mitchell, 1984; Rowe et al., 2004).

Finalmente, en términos generales el fluido permeante también influye en la determinación de la conductividad hidráulica considerando primero su composición química, segundo su viscosidad y densidad en función de la temperatura del medio y tercero la

concentración de sales del mismo. Todas ellas producen cambios en la estructura del medio poroso y en especial en el comportamiento del espesor de la doble capa difusa de las arcillas provocando un aumento de la conductividad hidráulica (Petrov y Rowe, 1997; Ruhl y Daniel 1997; Kolstad et al. 2004; Jo et. al., 2001; Muhammad, 2004)

Hasta aquí el estudio se basa en la determinación de la conductividad hidráulica obtenida en laboratorio mediante los diferentes ensayos mencionados con anterioridad. Sin embargo, los resultados de laboratorio suelen ser comparados con los obtenidos en ensayos de campo.

La literatura reporta que los valores de conductividad hidráulica determinados en laboratorio pueden diferir de los hallados en campo posiblemente debido a dos factores. El primero correspondiente al empleo de procedimientos no estandarizados para determinar el valor de conductividad hidráulica (k) donde la falta de control en el tiempo de ensayo y en la condición de saturación puede conducir a resultados subestimados. El segundo factor relacionado al contenido de finos en mezclas con presencia variable de arenas. Ambos materiales contribuyen solidariamente a reducir la conductividad hidráulica de la mezcla. Las mezclas moldeadas en laboratorio con presencia de bentonita resultan ser más homogéneas mientras que el contenido de bentonita en campo resulta ser mas variable provocando mayor dispersión de los valores de conductividad hidráulica (Chapuis et. al, 1992).

Ensayos de infiltración en laboratorio y campo se llevaron a cabo para investigar la conductividad hidráulica de suelos loessicos de baja plasticidad con el objeto de emplearlos en la construcción de barreras de fondo y cubiertas en predios de enterramiento sanitario. En ambos casos se destacó que construir mezclas con una humedad de moldeo inferior al 2% respecto del valor óptimo de humedad dado por Ensayo Proctor dió como resultado mezclas con valores de conductividad hidráulica no admisibles (Knitter et al., 1993). Otro autores trabajaron empleando un 5% de bentonita en mezclas de suelo loessico descubriendo la reducción de la conductividad hidráulica en campo como en laboratorio, siendo la misma inferior a 1×10^{-9} m/s. Similar resultado hallaron en mezclas limo - arena y 5% de bentonita (Sharma y Hullings, 1993).

Los factores reportados como influyentes del comportamiento hidráulico de mezclas fueron la distribución granulométrica, el contenido de finos, el contenido de humedad de compactación, el método de compactación y el grado de compactación entre otros. Estos afectan

la distribución, cantidad y tamaño de poros, el área de superficie específica, la orientación de las partículas y la estructura como resultado de procesos de compactación provocando variaciones en el desempeño hidráulico de los materiales (Lambe, 1954; Mitchell y Jaber, 1990; Benson y Trast, 1995; Foged y Baumann, 1999; Egloffstein, 2001; Stepniewski, 2011).

En el ámbito local, Francisca et al (1998) realizaron un reporte de los principales factores influyentes en la estimación de la conductividad hidráulica de los suelos de la Ciudad de Córdoba. Los mismos destacaron la influencia del grado de saturación del suelo, el gradiente hidráulico y la estructura de las muestras sobre los resultados de conductividad hidráulica. Asimismo, propusieron un modelado de los valores obtenidos siguiendo los lineamientos de Nagaraj et. al (1993). Con el incremento del gradiente hidráulico entre 1 y 20 los valores (k) tienden a disminuir.

La humedad de compactación también es otro factor influyente del desempeño hidráulico. Las muestras compactadas en rama seca manifiestan mayor valor de conductividad hidráulica respecto de aquellas compactadas en rama húmeda (Aiassa et al., 2008; Aiassa y Arrúa, 2009).

Nieva y Francisca (2007) estudiaron la conductividad hidráulica de muestras de limo empleando moldes de compactación y moldes edométricos. Las mezclas fueron moldeadas de manera dinámica con diferentes grados de compactación y contenido de bentonita variable. Evaluaron la influencia del peso unitario seco relativo obtenido como la razón entre el peso unitario seco de una mezcla respecto del máximo valor de peso unitario seco dado por Ensayo Proctor. Los autores observaron que la probabilidad que los suelos loessicos de Córdoba presenten valores de conductividad hidráulica menores al valor admisible es igual a 15,8 %. Por tal motivo, concluyeron que los suelos limosos locales deben ser estabilizados mediante compactación y adición de arcillas como la bentonita variando su porcentaje entre un 5% a 10% para alcanzar un valor de conductividad hidráulica adecuada.

La influencia del fluido permeante fue estudiada en mezclas infiltradas con lixiviados. El efecto del tiempo de permealto, presión vertical efectiva y condiciones de compactación fueron estudiados llegando a la conclusión que el primero resulta despreciable, el segundo permitió disminuciones de la conductividad hidráulica para incrementos de presiones dejando sin efecto la influencia de la fábrica de las muestras (Nieva y Francisca, 2009). También los antecedentes

indican que en mezclas granulares con presencia de finos (limo y bentonita) e infiltradas con soluciones de cloruro de calcio, agua destilada y fluidos orgánicos existe una interacción fluido-partícula capaz de modificar la respuesta hidráulica de las muestras además de la influencia de la granulometría. Además, el empleo de diferentes tipos de permeámetros determina una diferencia de hasta un orden de magnitud sobre los valores (k) obtenidos para las muestras ensayadas (Montoro y Francisca, 2011).

La variación de conductividad hidráulica de mezclas de suelo local en relación a la energía de compactación, estructuración del suelo, humedades iniciales de compactación, magnitudes de peso unitario y porcentaje de agregado también fue motivo de estudio. Se reporta que los factores más influyentes en los resultados obtenidos fueron el método dinámico de compactación respecto del estático, el incremento del contenido de bentonita respecto del peso del suelo seco, el incremento del peso unitario seco de las mezclas y la compactación con humedades de moldeo próximas a la óptima (Aiassa et al., 2009).

2.4.2 Modelos de estimación de la conductividad hidráulica

La conductividad hidráulica de los suelos puede ser determinada mediante ensayos de laboratorio o de campo. Debido a que estos ensayos presentan dificultades en su ejecución se han reportado en la literatura numerosos estudios donde el principal objetivo ha sido hallar alguna función matemática capaz de predecir el parámetro hidráulico k en función de otros parámetros conocidos o de fácil medición.

En general, los modelos propuestos a partir de resultados experimentales presentan la forma de la Ecuación 2.1, donde el valor de conductividad hidráulica k se relaciona al tamaño de las partículas que componen la mezcla y la porosidad del medio (Vuckovic y Soro, 1992),

$$k = C \cdot \varphi(n) \cdot d_e^2 \quad (2.1)$$

Donde, C es un coeficiente que depende de la fábrica o estructura del suelo, de la forma de las partículas, de la mineralogía de las mismas, $\varphi(n)$ es la función de porosidad donde n es la

porosidad del medio siendo éste adimensional y d_e representa el diámetro del poro que en la práctica se lo supone como algún diámetro representativo de las partículas del medio.

Existe un modelo ampliamente difundido conocido como ecuación de Kozeny- Carman, derivado de la ley de flujos de Poisseuille el cual considera al suelo como un conjunto de tubos capilares. Inicialmente propuesta por Kozeny (1927) y modificada por Carman (1937, 1956) se presenta en la Ecuación 2.2,

$$k_h = \left(\frac{\gamma_p}{\mu_p} \right) \left(\frac{l}{k_0 T_0^2 S_0^2} \right) \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \quad (2.2)$$

Donde, k_h [L/T] representa la conductividad hidráulica siendo L una medida de longitud y T una medida de tiempo, γ_p [P/V] representa el peso específico del fluido permeante siendo P una medida de peso y V una medida de volumen, μ_p [F/V_{el}] es la viscosidad del fluido permeante siendo F una medida de fuerza y V_{el} una medida de velocidad, S_0 [L²/V] es el área humedecida por unidad de volumen de las partículas, T_0 [adimensional] es el factor de tortuosidad del recorrido del flujo, k_0 es el factor de forma de poros y e es la relación de vacíos. El parámetro k_0 se asume igual a 2,5 y T_0 usualmente igual a $(2)^{1/2}$ en medios porosos cuyo tamaño de poros es uniforme (Mitchell y Soga, 2005).

De este modo el modelo de Kozeny-Carman interpreta al sistema poroso como un conjunto de tubos capilares tortuosos de radio constante y uniformemente distribuidos donde la conductividad hidráulica del medio depende de varios factores.

Se han hallado algunas limitaciones en relación al empleo de la ecuación de Kozeny-Carman (K-C) especialmente para la aplicación en suelos de granos finos. Carrier (2003) sostuvo que la ecuación solo considera mezclas cuyas partículas sean compactas y regulares con presencia de escaso porcentaje de arcillas y limos. En su estudio sostuvo que los parámetros k_0 y T_0 no pueden ser estimados con facilidad y tampoco han sido reportados para diferentes tipos de suelos. Además, la tarea de estimar el valor de superficie específica de los materiales no resulta ser confiable si los procedimientos son incorrectos (Chapuis y Aubertin, 2003; 2004).

La influencia del agua adsorbida en la superficie de minerales como la motmorillonita fue considerada e incorporada en la ecuación (K-C). El volumen de agua asociado con el incremento del número de capas hidratadas fue calculado a partir del área que corresponde a la superficie específica de la bentonita y fue utilizado para determinar la porosidad efectiva (Singh y Wallender, 2008).

Algunos autores realizaron una compilación de los diferentes modelos hallados en la literatura para calcular los valores de conductividad hidráulica y realizaron una comparativa entre los resultados recopilados de ensayos de laboratorio y los obtenidos mediante modelos matemáticos además de un resumen de los principales modelos empleados en suelos plásticos, discusión, similitudes y diferencia entre ellos (Chapuis, 2012).

En general, la ecuación de Kozeny – Carman (K-C) ajusta bien los resultados obtenidos para el caso de suelos granulares como para arenas limosas o arenas no así para suelos limosos o arcillas, donde se podría manifestar una diferencia de hasta tres órdenes de magnitud respecto del valor de conductividad hidráulica admisible dispuesto por la USEPA, principalmente debido a que la misma no contempla el efecto del comportamiento de doble capa difusa en la estructura del suelo (Frezze y Cherry, 1979).

La superficie específica de diferentes materiales también fue analizada como variable intentando incorporarla en la ecuación (K-C). Algunos autores concluyeron que la formulación es una muy buena herramienta de predicción de la conductividad hidráulica para suelos naturales y homogéneos (Chapuis y Aubertin, 2003). De igual manera, otros investigadores evaluaron la misma ecuación citada anteriormente para suelos arcillosos compactados comparando los valores de conductividad hidráulica obtenidos en laboratorio con aquellos estimados de manera teórica obteniendo buenas aproximaciones y destacando a la vez la dificultad de determinar el parámetro correspondiente a la superficie específica de los materiales empleados (Steiakakis et al., 2012).

La Tabla 2.2 muestra la recopilación realizada por una investigación local en relación a algunos modelos empíricos propuestos por diversos autores para la estimación de la conductividad hidráulica considerando variables como el contenido de arcilla, relación de vacíos, capacidad de hinchamiento, capacidad de intercambio catiónico, límites de Atterberg entre otros (Francisca et al., 2012). Se destacó la presencia de poros de mayor tamaño en estructuras

floculadas respecto de estructuras dispersas por tal motivo se concluyó que los suelos con microestructuras dispersas son menos permeables respecto de aquellos con estructura abierta.

Tabla 2.2 Recopilación de algunos modelos para estimar la conductividad hidráulica

Variable	Conductividad Hidráulica	Alcance	Referencias
Relación de vacíos	$k = e^4 \cdot 10^{-13.7}$	Bentonita pura	Sällfors y Öberg-Högsta (2002)
Relación de vacíos	$\log k = \frac{1}{0.233} \left(\frac{e}{e_L} - 2.28 \right)$	Arcillas normalmente consolidadas	Nagaraj <i>et al.</i> (1993)
Límites de Atterberg	$\log k = \frac{e - 0.0535w_L - 5.286}{0.0063w_L + 0.2516}$	Mezclas arena-bentonita	Sivappullaiah <i>et al.</i> (2000)
Límites de Atterberg	$k = \frac{0.0174 [e - 0.027(w_L - 0.24PI) / PI]^{4.29}}{1 + e}$	Arcillas remodeladas	Carrier y Beckman (1984)
Peso unitario seco	$\log k = -4.07\rho_d - 6.13$	Bentonita pura	Cho <i>et al.</i> (2010)
Capacidad de intercambio catiónico	$k = \frac{1}{CEC} \sum_i (EXC_i \cdot k_i)$ with: $k_i = \frac{\gamma_{aw}}{12 \cdot \mu_{aw}} (2 \cdot d_i)^2$	Materiales de relleno a base de bentonita	Komine (2008)
Hinchamiento	$k = 2.230710^{-6} \cdot (\varepsilon_{sv})^{1.6245}$	Presencia de bentonita en vacíos	Komine (2004)
Contenido de arcilla	$k = A \cdot C^B$	Mezclas arena-bentonita	Shevvin <i>et al.</i> (2004)
Contenido de arcilla	$k = \frac{6.3110^{-7}}{(PI - 8.74 \cdot C)^{3.03}} \cdot e^{2.66 \cdot (PI - 8.74 \cdot C)^{0.234}}$	Mezclas con arcilla	Dolinar (2009)
Contenido de arcilla y relación de vacíos	$k_e = k_c \frac{e_b}{1 + e_b}; e_b = (e_c + 1) \frac{C \cdot \rho_{bs}}{1 - C \cdot \rho_{cs}}$	Bentonita y roca triturada	Börgesson <i>et al.</i> (2003)
Angulo de fricción (ecuación similar a Kozeny-Carman)	$\log k = \log \left(\frac{\delta_p^2}{4C_k} \right) + \log \left[\frac{(1 - \varphi)^m}{\varphi^n} \right]$	Bentonita sódica	Liu (2010)

Referencias: k=conductividad hidráulica, e= relación de vacíos, e_L =relación de vacíos correspondiente al límite líquido, PI=índice de plasticidad, CEC= capacidad de intercambio catiónico, EXC= capacidad de intercambio externo, C=contenido de arcilla, A y B= constantes de ajuste, φ =ángulo de fricción, ε_{sv} = deformación relativa por hinchamiento, γ_a =densidad, μ_a =viscosidad dinámica, ρ_d =peso unitario seco, d_i =distancia media entre dos láminas de montmorillonita.

2.5 Comportamiento mecánico de barreras compactadas

El sistema de barreras de un relleno sanitario está conformado por barreras laterales y de fondo diseñadas para evitar posibles fugas de contaminantes hacia el medio ambiente. La Figura 2.5 muestra un esquema correspondiente a una celda de contención de residuos domiciliarios.

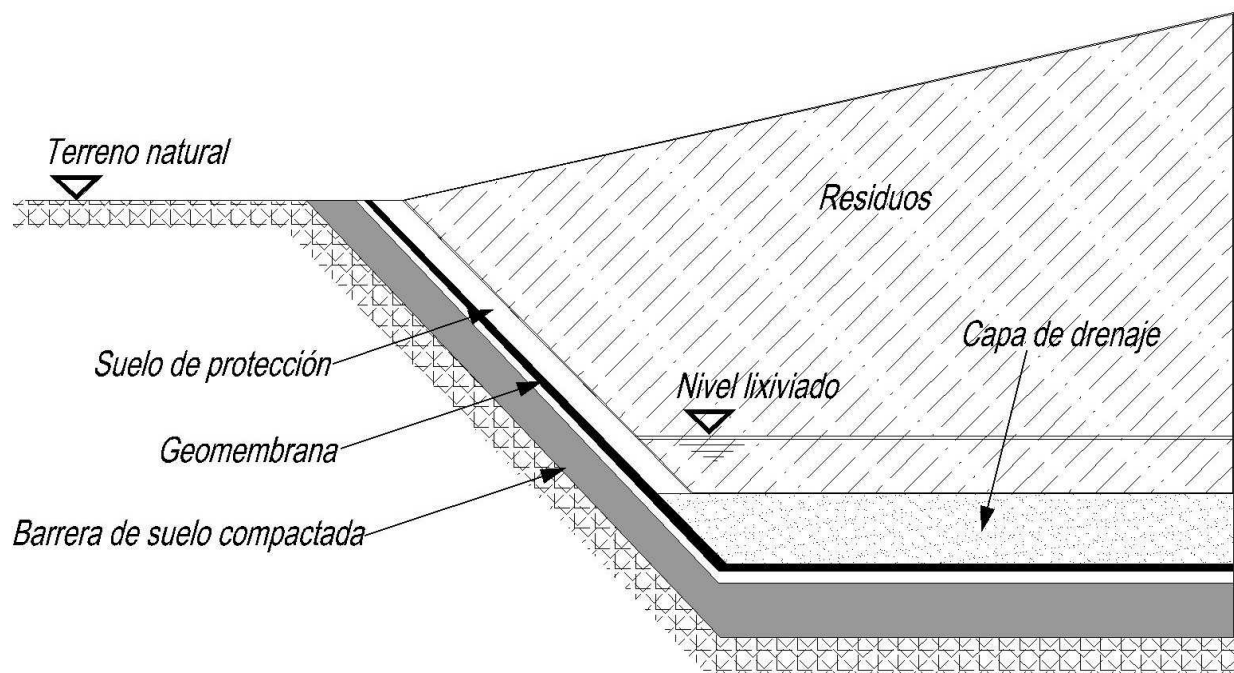


Figura 2.5 Diseño típico de una celda de enterramiento de residuos domiciliarios

(Montoro et al ,2016)

Durante la vida útil de un relleno sanitario las barreras se encuentran sometidas a incrementos de carga como consecuencia de la disposición y compactación periódica de residuos en su interior. Así la barrera de fondo deberá soportar niveles elevados de presión vertical mientras que las barreras laterales estarán expuestas a esfuerzos de corte. Si bien los mecanismos de falla usuales ocurren en la interfaz geosintéticos – suelo o geosintéticos entre sí (Fleming et. al., 2006), se han reportado antecedentes en la interacción fundación – suelo compactado o bien en la barrera de suelo propiamente dicha (Stark et. al., 2012).

Por tal motivo, si bien el principal requisito de diseño está relacionado con el valor máximo de conductividad hidráulica admisible igual a 1×10^{-09} m/s existen condiciones

mecánicas que deben cumplir las mezclas compactadas considerando en entre ellas la resistencia a la compresión simple y deformabilidad de las mismas (Benson y Daniel, 1994).

Algunos estudios reportaron algunos requerimientos necesarios a cumplir para lograr mezclas con un óptimo desempeño hidráulico, mínimo potencial de contracción y adecuada resistencia al corte considerando un contenido de humedad próximo al valor óptimo según ensayo de compactación Proctor y un grado de compactación relativa (RC) superior al 95% (Daniel y Wu, 1993).

Por otro lado, se destacó que la consolidación es uno de los procesos más importantes por el cual atraviesan los suelos finos en estado saturado. Por su parte, ya había sido interpretado al límite líquido (LL) como un porcentaje de humedad para el cual las partículas de suelo no sufren deslizamientos entre sí pero se mantienen unidas gracias a la acción de las fuerzas cohesivas (Terzagui, 1946) siendo la resistencia al corte no drenado de un suelo moldeado con un porcentaje de humedad próximo al límite plástico considerablemente mayor que el mismo suelo moldeado próximo a su límite líquido siendo dicha resistencia entre 100 kPa y 200 kPa (Whyte, 1982).

El potencial de hinchamiento de mezclas con presencia de bentonita también fue analizado como variable influyente. Los antecedentes indican la existencia de una relación entre las presiones de hinchamiento y el peso unitario seco de una muestra asociado al contenido de humedad de moldeo demostrando además que el modo expansivo de las mezclas con presencia de bentonita queda influenciado fuertemente por el peso unitario seco logrado en la etapa de moldeo (Komine y Ogata, 1994); Delage et. al., 1998); Komine, 2004); Lloret y Villar, 2007) y Wang et. al, 2012).

Continuando con la línea de estudio anterior se confirmó que la adición de bentonita en mezclas compactadas rellena los poros entre agregados dando como resultado muestras con mayor resistencia y rigidez provocando un efecto de compactación interna diferenciándose a su vez de la compactación tradicional obtenida solo por cambios en el contenido de agua (Oka, 2008). El autor comprobó además que el desarrollo de presiones de hinchamiento es resultado de la expansión de la bentonita la cual está íntimamente asociada al grado de compactación logrado en las mezclas.

Otro nuevo enfoque fue propuesto en el estudio del desempeño mecánico de mezclas compactadas caracterizando de manera previa la forma de las partículas, siendo este parámetro significativo para fundamentar el mecanismo microscópico forma- dependiente (Santamarina y Cho, 2004). Se concluyó que el tamaño de granos juega un papel fundamental en la determinación del comportamiento. De igual manera la forma de las partículas como también la naturaleza de los contactos interpartícula y el contenido de arcilla son claves para comprender la respuesta mecánica de suelos compactados con una estructura abierta y potencialmente colapsables (Assalay et. al, 1997).

En Turquía, el estudio se enfocó en el asentamiento de las mezclas de baja plasticidad frente a incrementos de carga. Se determinó la relación lineal entre los índices de compresión y recompresión considerando la influencia de la relación de vacíos y el valor de OCR que representa el ratio de sobreconsolidación (Gunduz y Arman, 2006).

El efecto de la composición mineralógica de mezclas con diferentes contenidos de arcilla sobre la resistencia al corte y el ángulo de fricción fue estudiado intentando hallar una correlación. El desarrollo de un diagrama correlacionando el ángulo de fricción y el contenido mineralógico de las muestras sirvió de antecedente para el desarrollo de ecuaciones capaces de estimar el ángulo de fricción en función del contenido de mineral en abundancia en las muestras (Tiwari y Ajmera, 2011).

La revisión de los parámetros de diseño, construcción y compactación de barreras ejecutadas con mezclas compactadas también fue realizada por algunos autores destacándose una zona de interacción entre el suelo y la barrera compactada llamada zona de interfase débil donde existe un riesgo potencial de fisura y deslizamientos si la humedad de moldeo de las mezclas se encuentra por encima de 4% respecto del valor óptimo según Ensayo de compactación Proctor (Stark et al., 2012).

En el ámbito local, se registraron estudios en relación al comportamiento mecánico de mezclas de material limoso local con adición de 5% y 10 % de bentonita. Las muestras preparadas previamente en moldes de ensayos de compactación Proctor, talladas sobre la caja de corte y montadas en el equipo de corte directo, fueron ensayadas a los fines de registrar las resistencias máximas en función del contenido de adición. Las presiones aplicadas durante el ensayo fueron

iguales a 50kPa, 100 kPa y 200 kPa simulando la presión ejercida por las distintas alturas posibles de ser halladas en los rellenos sanitarios e iguales a 5 m, 10 m y 20 m respectivamente. En general, los resultados mostraron una tensión de corte máxima a partir de la cual la misma disminuye con el incremento de las deformaciones. El aumento del contenido de bentonita generó muestras más rígidas mientras que la resistencia al corte se mostró fuertemente influenciada por el efecto de succión en las muestras el cual generó mayores presiones efectivas, una rigidización de la matriz de suelo y un aumento de la cohesión aparente. La energía de compactación, el contenido de bentonita, la presión vertical aplicada y el grado de saturación fueron las variables más destacadas (Montoro et al., 2016).

Otros estudios se realizaron en mezclas limo-bentonita bajo condiciones saturadas y a diferentes contenidos de humedad de moldeo. La influencia del contenido de adición sobre las propiedades resistentes de las mezclas demostró que en estado saturado a mayor contenido de bentonita mayor compresibilidad mientras que en estado no saturado la compresibilidad disminuye a mayor contenido de adición. Esto se explica considerando el fenómeno de succión al cual se exponen las muestras dando como resultado mayor rigidez de la mezcla. En relación al ángulo de fricción, el mismo se mostró reducido con el incremento de bentonita y dependiendo a la vez de la energía de compactación (Juarez et. al., 2018).

Considerando los cambios de compresibilidad enunciados y el comportamiento tenso-deformacional se registra como antecedente que el contenido de bentonita debe ser aquel para el cual la compresibilidad de las mezclas no se encuentran afectadas o bien aquel para cual el ángulo de fricción no propicie una menor estabilidad de los materiales que forman las barreras laterales en un relleno sanitario (Juarez et. al., 2018).

2.6 Comportamiento hidráulico y mecánico de barreras compactadas

En las últimas décadas del siglo XX, la técnica de mejoramiento de suelos ha tenido como objetivo no solo lograr mezclas con adecuado desempeño hidráulico sino además mejorar su estabilidad mecánica aumentando al mismo tiempo la capacidad de carga disminuyendo las posibles deformaciones por asentamientos (Hezaji et. al., 2011).

De este modo, la ingeniería geotécnica orientó sus esfuerzos en hallar los tres pilares de importancia en relación al estudio de mezclas destinadas a la construcción de barreras: la permeabilidad, la resistencia al corte y la compresibilidad. En general, hasta el momento considerar que una barrera de suelo compactado lograra solamente un adecuado comportamiento hidráulico significaba no analizar la influencia de los excesivos asentamientos y sus consecuencias como la aparición de fisuras o grietas consideradas responsables de canales preferenciales de flujo, provocando a consecuencia una disminución de la resistencia y de la eficiencia de sellado de las barreras.

Algunas líneas de investigación propusieron como objetivo lograr alguna relación entre los comportamientos mecánico e hidráulico mediante parámetros sencillos surgiendo así un nuevo enfoque de estudio considerado como el acoplamiento de ambos comportamientos. Las propiedades macro-ingenieriles de muestras arcillosas compactadas demostraron ser un reflejo de lo ocurrido a nivel micro-estructural. La permeabilidad, resistencia y compresibilidad de arcillas remoldeadas fueron correlacionadas mediante los límites de Atterberg, la actividad y la relación de vacíos de las muestras (Carrier y Beckman, 1984).

La posibilidad de relacionar el comportamiento mecánico de muestras a través del estado tensional con la conductividad hidráulica mediante la ejecución de ensayos edométricos convencionales fue un desafío que algunos autores llevaron a cabo detectando la influencia la influencia del límite líquido, relación de vacíos y presión de sobreconsolidación como variables de estudio (Raju et. al., 1995).

En esta dirección se estudió la relación entre la consolidación y la conductividad hidráulica de mezclas de material granular con adición de bentonita descubriéndose que el contenido de finos respecto del material grueso determina diversos comportamientos. En términos generales, si el contenido de finos se encuentra en mayor fracción controla predominantemente la disminución de la conductividad mientras que si se encuentra en menor contenido entonces el material grueso le confiere a las mezclas mayor estabilidad mecánica y una reducción visible de fisuras o grietas (Sivapullaiah et. al., 2000). De manera específica, cuando la fracción arcillosa se encuentra entre 5% y 7% controla el comportamiento hidráulico del suelo (Santamarina et al. 2001) mientras que por debajo de ese valor, se debe evaluar el grado de “bentonificación” como factor influyente en el flujo hidráulico en las mezclas suelo-bentonita (Abichou et al. 2004).

Chalermyanont y Arrykul (2005) investigaron las propiedades de mezclas arena-limo con el agregado de diferentes contenidos de bentonita (3%, 5%, 7% y 9%). Ejecutaron ensayos de infiltración a pared rígida empleando agua deionizada como fluido permeante. El gradiente empleado fue entre 10 y 15. El estudio mecánico se realizó mediante ensayos de corte. Los resultados de los ensayos de infiltración mostraron un tiempo mayor de estabilización del flujo en función del aumento del contenido de bentonita y una disminución de cuatro órdenes de magnitud el valor de conductividad hidráulica para contenidos entre 3% y 5% de bentonita mientras que para un contenido superior a 5% el registro se mantuvo dentro del orden de magnitud. Se manifestó un mayor proceso de hinchamiento en relación a un incremento del contenido de bentonita. Por último los ensayos de corte mostraron un decremento del ángulo de fricción en muestras inundadas respecto de aquellas ensayadas a humedad de moldeo.

En Tailandia, se plantearon nuevas relaciones como resultado del estudio de la compresibilidad y conductividad hidráulica de arcillas de Bangkok. Basadas en parámetros como la relación de vacíos y presión de consolidación, la propuesta se promovió como herramienta práctica para el conocimiento del comportamiento mecánico e hidráulico de suelos arcillosos de baja o alta capacidad de hinchamiento (Horpibulsuk et. al, 2011).

En Irán, los esfuerzos se orientaron en estudiar muestras de material loessico en estado natural y remoldeado, analizando como variables la influencia del efecto del contenido de humedad inicial y el estado tensional ocurrido en cada fase de inundación sobre el potencial de colapso y la conductividad hidráulica. Los resultados mostraron que el tipo de muestra, el contenido de humedad inicial, el estado tensional durante la fase de inundación y el peso unitario seco influyeron notablemente en el desempeño hidráulico y mecánico (Haeri et. al, 2012).

Los efectos de la composición mineral y la compactación mecánica sobre la estimación de la conductividad hidráulica también fueron estudiados con el objetivo de lograr una relación entre ellos. El contenido de humedad de moldeo es uno de los factores más influyentes en las características hidráulicas y mecánicas de las barreras ejecutadas con mezclas arcillosas compactadas (Hamdi y Srasra, 2013).

Kavya et.al (2016) estudiaron sobre suelos areno-arcillosos el efecto de la incorporación de bentonita sobre el desempeño hidráulico y mecánico con el fin de utilizarlos en la construcción

de barreras de sellado. Los porcentajes de estudio de la bentonita fueron 3 %, 6 %, 9 %, 12 % y 15%. Observaron un incremento del valor máximo de resistencia a la compresión simple en términos del aumento de bentonita y una reducción igual a tres órdenes de magnitud del valor de conductividad hidráulica del material local.

Krishna et.al (2016) analizaron la influencia de líquidos lixiviados sobre las propiedades de los suelos. Hallaron que el contenido de humedad de las mezclas no contaminadas fue menor respecto de aquellas con presencia de contaminantes además de concluir que la calidad del suelo empleado para la construcción de barreras disminuye debido a la exposición con los residuos sólidos dispuestos en un relleno.

La influencia del estado de tensiones, contenido de bentonita y relación de vacíos sobre la conductividad hidráulica y compresibilidad de mezclas fue investigada. Los resultados indicaron una tendencia de crecimiento de los índices de contracción y de hinchamiento con el aumento del contenido de bentonita. Se destaca que a mayor contenido de adición menor resulta el coeficiente de consolidación. La incorporación entre 5-10% de bentonita en mezclas es adecuada para lograr una mezcla con óptimas condiciones hidráulicas y mecánicas para su uso en barreras de sellado (Sobti y Singh, 2017).

Los investigadores Shakir y Ali (2019) estudiaron las propiedades de suelos limo-arcillosos con incorporación de bentonita en tres proporciones (1,5%, 3% y 6%) empleando agua y contaminantes como petróleo. Los resultados mostraron que el incremento de bentonita causa un aumento del contenido óptimo de humedad de las mezclas y de los límites de Atterberg, y una disminución del peso unitario seco máximo y la conductividad hidráulica cuando el fluido permeante es agua. Por otro lado, se verificó que a mayor contenido de bentonita mayor resistencia a la compresión simple como resultado del incremento de material fino actuando como relleno. Sin embargo, la infiltración de un contaminante aumentó la conductividad hidráulica de las mezclas como resultado de un cambio en la estructura del suelo (suelo floculado) y una disminución del espesor de la capa adsorbida de agua alrededor de la arcilla. Así propusieron el empleo de un material de recubrimiento en base a resinas sobre la mezcla selo-bentonita y con ello lograron mejorar el rendimiento hidráulico del suelo.

Hasta aquí, se presentan los antecedentes internacionales hallados en relación al estudio del desempeño hidráulico y mecánico de manera conjunta sobre mezclas compactadas mientras que desde un punto de vista local no se registra el estudio de ambos comportamientos acoplados.

2.7 Estabilidad y seguridad de barreras compactadas

La mayoría de las barreras laterales que conforman un relleno sanitario suelen estar en condiciones no saturadas. El tiempo de exposición de las mismas al medio ambiente antes de ser cubiertas por geomembranas (en el caso de barreras compuestas) o por el relleno propiamente dicho influye en el contenido de humedad final del material compactado. Por otra parte para las barreras de fondo la condición de saturación solo puede presentarse en dos situaciones, la primera cuando el nivel de lixiviados se encuentra 0,30 m por encima del nivel de fondo o bien cuando existe presencia de imperfecciones o daños en el material geosintético y el mismo se encuentre sumergido en el tirante de lixiviados (Montoro et al, 2016).

En relación al cálculo de la seguridad a largo plazo de una estructura, usualmente se consideran las presiones efectivas pero también se consideran presiones totales si el análisis es a corto plazo. Para el caso de las barreras que normalmente se encuentran en estado no saturado siendo la velocidad de aplicación de las cargas rápida el análisis se puede realizar en términos de presiones totales con parámetros mecánicos no drenados (Montoro et al, 2016).

Para realizar el análisis de estabilidad se consideró el procedimiento de talud infinito (llamado así por ser el espesor de la barrera relativamente pequeño entre 0,50 y 0,90 m comparado con el largo de la pendiente). Partiendo de un diagrama de cuerpo libre como lo muestra la Figura 2.6 y mediante equilibrio de fuerzas, la Ecuación 2.3 define el factor de seguridad para el caso de presiones totales (Duncan, 2014).

$$F = \frac{c + \gamma \cdot Z \cdot \cos^2 \beta \cdot \text{tg } \phi}{\gamma \cdot Z \cdot \cos \beta \cdot \text{sen } \beta} \quad (2.3)$$

Donde F es el factor de seguridad, Z es el espesor de la barrera considerado, β es el ángulo de inclinación del talud, c la cohesión y ϕ el ángulo de fricción del suelo. Para estos casos, la

presión total se puede definir según el criterio de falla de Mohr – Coulomb al igual que los parámetros mecánicos que participan de la ecuación.

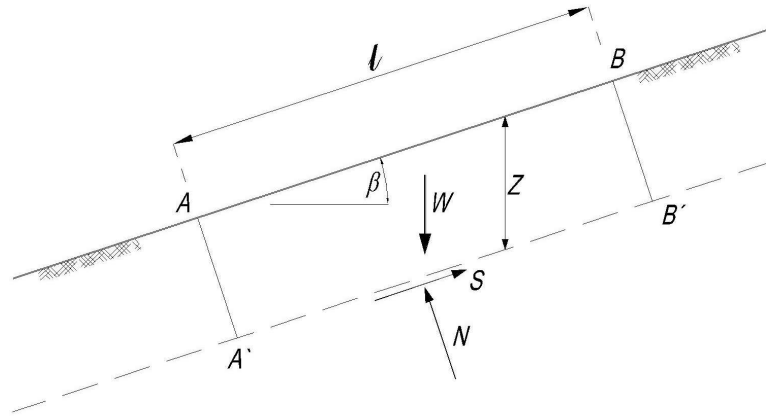


Figura 2.6 Talud infinito y plano de la superficie de deslizamiento (Duncan, 2014)

Para el caso de mezclas de suelo local con adición de bentonita, el cómputo del factor de seguridad considerando ángulo de fricción y parámetro cohesivo en condiciones de tensiones de corte máxima arrojó valores muy superiores a 5 en tanto que cuando se consideró el ángulo de fricción post pico la condición del talud sin sobrecarga mostró valores de factor de seguridad entre 1 y 2 y en algunos casos menores a 1 cuando la pendiente es 1:1 (Montoro et al.2016).

2.8 Fenómeno de Capilaridad y su contribución a la resistencia mecánica

El sistema de barreras de un enterramiento sanitario suele encontrarse construido sobre la superficie del suelo o bien muy próximo al nivel freático de modo que la mayoría de estas barreras operan bajo condiciones no saturadas. Cuando el agua disponible en el entorno migra desde estratos inferiores hacia la superficie puede ingresar a una barrera por fenómeno de capilaridad.

Si bien en general la incorporación de adiciones en un suelo tiene como propósito el mejoramiento de su desempeño hidráulico o mecánico, la durabilidad de este nuevo material dependerá de los imprevistos que puedan suceder a lo largo de su vida útil.

Considerando que el mejoramiento propuesto en este trabajo resulta de la adición de bentonita, las eventuales fluctuaciones en su contenido de humedad podrían influir en su resistencia y rigidez o bien incrementar la aparición de fisuras acelerando el deterioro del material.

El estudio riguroso del comportamiento no es tarea sencilla debido a la no linealidad de la naturaleza de la respuesta durante el proceso de humedecimiento de un material (Kodikara y Chakrabarti, 2005). Sin embargo, algunos autores han propuesto al ensayo de ascenso capilar como un método simplificado de ejecución práctica en laboratorio para caracterizar la esencia del proceso.

Como punto de partida el análisis del ascenso capilar implica estudiar la elevación de fluidos en el interior de tubos capilares. El equilibrio de ascenso capilar h_c es logrado cuando se produce el balance entre las fuerzas gravitatorias y la tensión superficial actuando en la superficie del menisco. La Ecuación 2.4 muestra la relación matemática,

$$h_c = \frac{2.T_s}{\rho_w \cdot g \cdot R_s} \quad (2.4)$$

Donde h_c es la altura capilar, T_s la tensión superficial, ρ_w la densidad del agua, g la aceleración de la gravedad y R_s el radio de curvatura del menisco definido como la relación entre el radio del poro y el coseno del ángulo α (Figura 2.7) .

El ángulo de contacto para líquidos que mojan es próximo a 0° es decir el fluido es atraído fuertemente por la superficie del material sólido de carácter hidrofílico extendiéndose completamente por la superficie del material. En este caso $R_s = r$, modificándose la Ecuación 2.4 para obtener la Ecuación 2.5,

$$h_c = \frac{2.T_s}{\rho_w \cdot g \cdot r} \quad (2.5)$$

Donde expresa el nivel o altura capilar en suelos en función del radio de poros.

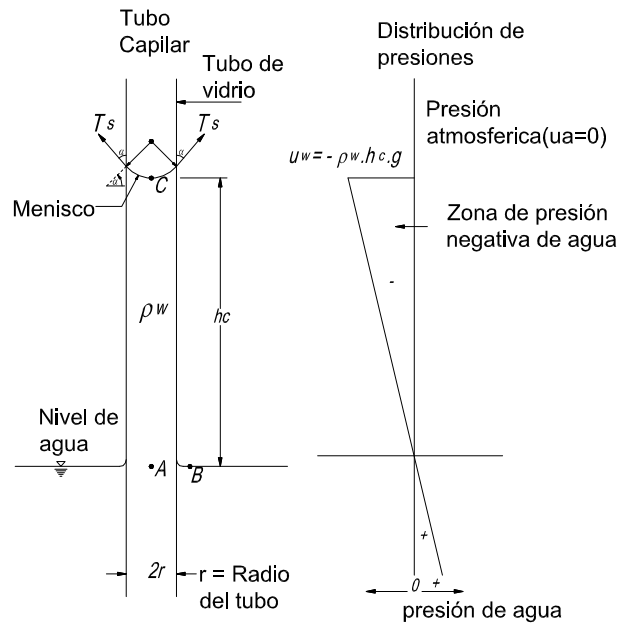


Figura 2.7 Modelo físico y distribución de presiones durante fenómeno de capilaridad (Fredlund y Rahardjo, 2012)

Físicamente, la componente vertical de la tensión superficial genera una fuerza de compresión en las paredes del tubo capilar. Esto implica que el peso de la columna de agua por encima del nivel freático se transfiere al capilar debido a la tensión superficial (Figura 2.8).

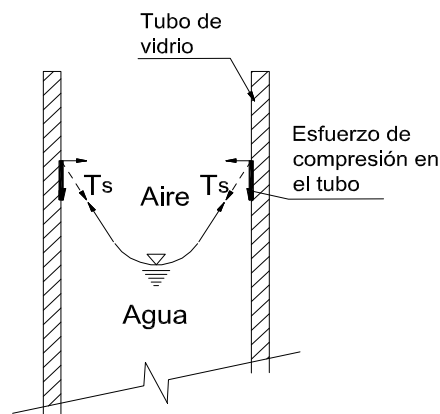


Figura 2.8 Fuerzas actuando en el tubo capilar (Fredlund y Rahardjo, 2012)

De esta forma la tensión superficial generará una fuerza adicional de compresión en la estructura del suelo. Como resultado aparecerán tensiones en la masa de suelo originando un incremento en la resistencia al corte.

Comprendiendo el modelo físico del problema podemos presuponer que el comportamiento capilar también se verá afectado por la distribución del tamaño de poros existentes en la matriz del suelo.

En relación al estudio teórico del fenómeno de capilaridad las primeras ecuaciones fueron halladas por Lucas (1918) y Washburn (1921). Dichas ecuaciones mostraban el equilibrio entre la gravedad, capilaridad y las fuerzas de viscosidad. (Kodikara et al, 2006).

Bosanquet (1923) demostró que debía incorporarse al análisis las fuerzas inerciales debido a que un fluido cuando ingresa a un material su velocidad es elevada al comienzo bajo condición de pérdida de presión y variación del ángulo de contacto.

La ecuación obtenida como resultado pudo ser aproximada para tiempos iniciales a través de una relación lineal expresada en la Ecuación 2.6 donde h es la altura capilar, γ es tensión superficial, α es el ángulo de contacto, r es el radio del capilar, ρ es la densidad del fluido y t el tiempo.

$$h = \sqrt{\left(\frac{2 \cdot \gamma \cdot \cos \alpha_s}{r \cdot \rho}\right) \cdot t} \quad (2.6)$$

Posteriormente, se halló que los cuatro tipos de fuerzas presentes en fenómenos de capilaridad son las fuerzas gravitacionales, fuerzas de inercia, fuerzas de capilaridad y fuerzas de viscosidad. Las fuerzas de inercia y viscosidad existen al inicio del proceso de ascenso capilar mientras que las fuerzas de capilaridad continúan actuando durante la elevación del fluido hasta equilibrarse este movimiento con las fuerzas de gravedad (Hamraoui y Nylander, 2002).

La fase inicial del proceso de ascenso capilar fue investigada bajo los efectos de la micro gravedad. Los antecedentes indican que el ascenso capilar se produce en tres regímenes de flujo, inicialmente la altura del menisco varía con el tiempo elevado al cuadrado, luego varía

linealmente con el tiempo (conclusión similar a Bosanquet) y por último varia con la raíz cuadrada del tiempo (Stange et al., 2003).

Si bien estos análisis son empleados con regularidad en capilaridad, en la práctica geotécnica su extensión no resulta tan sencilla debido a la complejidad de la red de poros que conforman un material.

Actualmente si bien continúan los estudios sobre diferentes tipos de suelos (Kodikara et al, 2006) aun la teoría se encuentra en un estado inicial de investigación. Optimizar el diseño de materiales mejorados implica considerar en el estudio el deterioro de los parámetros mecánicos e hidráulicos que pueden producirse en un material debido a la circulación de fluido a través de un medio poroso.

CAPITULO 3

MATERIALES Y METODOS. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Introducción

En este capítulo se describen los materiales empleados como el limo local, la bentonita y diseño de mezclas. Los métodos y equipos utilizados se dividen en tres partes. La primera parte considera el estudio del comportamiento hidráulico de los materiales compactados mediante la ejecución de ensayos de permeabilidad a pared rígida, a pared flexible, capilaridad e infiltración en campo. La segunda parte considera el estudio del comportamiento mecánico de los materiales mediante la ejecución de ensayos de compresión simple y la tercera parte muestra el estudio del acoplamiento del comportamiento hidráulico y mecánico a través del ensayo edométrico e infiltración. Se detalla el programa experimental indicando la codificación de las mezclas de estudio.

3.2 Materiales empleados

3.2.1 Antecedentes

3.2.1.1 Loess. Origen, Formación y Propiedades

La presencia de suelos loessicos es significativa en numerosas regiones de América del Norte, Europa, Asia y América Latina constituyendo el depósito más importante en la zona central de la República Argentina (Sayago et al., 2001) asociado a extensas llanuras de suelo con presencia de clima árido (Moscatelli y Pazos, 2000). Bajo tales condiciones se desarrollan cubriendo un área aproximada de 600.000 km² (Bloom, 1992; Zárate, 2003) contribuyendo a uno de los principales materiales más utilizados en obras de ingeniería geotécnica en el noreste como centro del país (Rocca et al., 2006).

Teruggi (1957) propuso la primer teoría sobre el origen y deposición del loess, la cual fue motivo de numerosos estudios durante las últimas décadas (Regginato, 1971; Regginato y Ferrero, 1973; Rocca, 1985; Moll et al., 1988; Moll y Rocca, 1991; Zárate, 2003; Quintana Crespo, 2005; Rocca et al., 2006; Francisca, 2007; Rinaldi et al., 2007; Bidegain et al., 2009).

La mayoría de las investigaciones acreditan a la era del Pleistoceno y Holoceno como los principales períodos geológicos de formación, transporte y depósito del loess existiendo dos tipos de materiales el primario o reciente y el secundario. El primero pertenece a la formación San Guillermo o Formación Cordobense mientras que el segundo se lo vincula a la Formación Pampeana o Tezano Pintos (Rocca et al., 2006). A este sedimento se lo menciona como suelo loessoide del Cuaternario Superior del Tipo Pampeano.

El loess cubre gran parte de la Provincia de Córdoba (Moll y Rocca, 1991; Iriondo, 1997) y está compuesto por partículas limosas transportadas por vientos secos provenientes del Océano Pacífico. Todos ellos procedentes de la zona Oeste, Sur- Oeste de la Región Pampeana, correspondiente a la Patagonia y Cordillera de los Andes (Teruggi, 1957, Sayago et al, 2001; Zárate, 2003). Su distribución granulométrica está conformada por arena (5 al 15%), limos (40 al 60%), partículas arcillosas (20 al 35%) y presencia de nódulos de carbonato de calcio. A diferencia de los depósitos de Europa, Asia y América del Norte, la composición mineralógica presenta minerales de origen volcánico, feldespato, cuarzo, y en gran proporción illita (Rinaldi et al., 1998). Se observa una escasa presencia del material granular predominando la fracción cohesiva. De acuerdo con la Sistema Unico de Clasificación de Suelos (SUCS) pertenece al grupo ML (Limo de baja plasticidad) o CL-ML (Limo-arcilloso de baja plasticidad). El rango de tamaños oscila entre 10 y 50 micrones.

Naturalmente presenta una estructura macroporosa (Gibbs y Holland, 1960; Larionov, 1965; Aiassa et. al., 2008) donde la presencia de lentes de arcilla y sales solubles precipitadas construyen conexiones entre las partículas confiriendo estabilidad mecánica y cohesión al mismo. El peso unitario seco γ_d presenta un rango variable desde 11 kN/m³ hasta 14 kN/m³. El límite líquido (LL) varía entre 22% y 30% mientras que el límite plástico (LP) oscila entre 16% y 20% resultando un índice de plasticidad (IP) entre 4% y 12%. El contenido de humedad natural se encuentra entre 8% y 25%. Su gravedad específica G_s es igual a 2,65. La superficie específica está controlada por la fracción de arcilla presente y puede variar desde 1 m²/g hasta valores superiores

a $10 \text{ m}^2/\text{g}$. Son suelos naturalmente alcalinos con un valor Ph mayor a 8 (Rinaldi et al., 2006b; Rocca et al., 2006). Y los valores de resistencia a la compresión normalmente hallados en condiciones no saturadas oscilan entre 70 y 125 kN/m^2 (Moll et al., 1988; Terzariol et al., 2000).

En relación a su comportamiento mecánico, una de las propiedades geotécnicas más destacadas de los suelos loessicos en estado natural es su potencialidad de colapso. La característica de poseer un bajo peso unitario seco en condición inalterada (Rocca, 1985) y su fábrica abierta denominada “castillo de naipes”, permiten que las sollicitaciones externas tales como variaciones del contenido de humedad (Rinaldi et al., 1998), conjuntamente o no con la exposición a las cargas externas generen deformaciones en la matriz de suelo produciendo asentamientos y una marcada inestabilidad mecánica (Aitchison, 1973; Reginatto y Ferrero, 1973; Francisca et al., 2002; Rinaldi et al., 2007; Francisca, 2007). Esos cambios volumétricos inmediatos son consecuencia de fenómenos físicos, químicos y hasta biológicos, que se desarrollan durante los ciclos de humedecimiento. Un mayor contenido de humedad permite que las sales solubles se hidraten y debiliten disminuyendo la concentración iónica en el agua intersticial, aumentando las fuerzas de repulsión entre las lentes de arcilla y dispersando las mismas. De esta manera, su estructura se debilita y colapsa aun sin llegar al estado de saturación comprometiendo su resistencia y rigidez (Rinaldi, 1998; Rocca, 2006).

Por otro lado la fábrica, la presencia de sales no solubles, el estado de tensiones de las partículas (Holtz y Gibbs, 1951), la composición química del fluido, la cantidad de materiales cementantes y el contenido de humedad inicial (Berezantsev et al 1969), del peso unitario y del grado de confinamiento son factores que influyen en su desempeño mecánico

En Yugoslavia con el fin de hallar una explicación a los fenómenos de colapso ocurridos en suelos loessicos Milovic (1988) realizó ensayos de compresión simple en muestras inalteradas y remoldeadas definiendo como variables de estudio el contenido de humedad de la muestra y el grado de compactación. De sus estudios concluyó que existe una correlación entre el peso unitario seco inicial de una muestra, el contenido de humedad inicial y la resistencia a la compresión simple hallada.

En general en relación a las curvas tensión – deformación, existen dos patrones de comportamiento definidos. El primero, típico de arenas y arcillas sobreconsolidadas; se denomina

dilatativo y muestra tensiones elevadas correspondientes con bajas deformaciones alcanzando luego una tensión pico para posteriormente disminuir las mismas con el incremento de las deformaciones. El segundo, típico de arenas sueltas y arcillas normalmente consolidadas; se denomina contractivo y presenta un crecimiento gradual de las tensiones en relación a las deformaciones sin manifestar un valor máximo y tendiendo a valores de tensión asintóticos para altas deformaciones. Sin embargo en la literatura (Holtz y Kovacs, 2011; Duncan 2014) se han hallado ambos comportamientos para el caso de mezclas limosas siendo sus principales factores influyentes el grado de confinamiento, el grado de cementación y el contenido de humedad.

Los suelos limosos de baja plasticidad suelen casi siempre presentar un comportamiento dilatativo cuando son sometidos a esfuerzos de corte incluso cuando se encuentran normalmente consolidados. Esta respuesta modifica la curva tensión- deformación y la presión de poros. Ésta última se incrementa debido a la tendencia dilatativa del material llegando a presentar valores negativos lo cual conlleva a la formación de burbujas de gas o aire, que intentan escapar del fluido presente en el medio poroso generando un aumento del volumen del material, un incremento de la presión efectiva de confinamiento y un fortalecimiento de la estructura del material. Si este fenómeno se incrementa hasta el límite en el cual la presión de poros es igual a la presión del agua en cavitación (el agua presente en los poros comienza un proceso de transformación a estado gaseoso) el suelo pierde rigidez al verse imposibilitado de mantener su estructura generándose a consecuencia deformaciones plásticas. Este fenómeno se ha observado en ensayos triaxiales consolidados no drenados en materiales limosos y eventualmente se encontró en ensayos no consolidados –no drenados (Duncan, 2014).

Debido a que el comportamiento de suelos limosos depende en gran parte del contenido de humedad al igual que las arcillas, sus densidades pueden ser controladas por las condiciones de compactación relativa (RC). Xiao et al (2014) observaron que la curva tensión – deformación que presentan estos tipos de suelos adoptan diferentes aspectos según el RC del material. Para grados de compactación altos las curvas tensión – deformación presentan un comportamiento en pico en cambio para grados de compactación relativos bajos las curvas no muestran una tensión máxima definida.

Localmente, autores como Francisca et al (2002) presentaron diagramas tensión – deformación de muestras de suelo loessico en estado consolidado – drenado destacando el incremento de tensiones y módulo de Young con el aumento del grado de confinamiento.

En relación al módulo de Young, se encontró que puede presentarse una variación en función del grado de confinamiento del suelo. El módulo elástico secante manifestó incrementos en su valor correspondientes a un aumento de la presión de confinamiento por encima de 80 kPa, mientras que el modulo elástico inicial disminuyó debido a la rotura inicial de los vínculos entre partículas como consecuencia del mayor confinamiento. Para presiones de confinamientos bajas ambos módulos respondieron de manera independiente debido a la influencia de la rigidez de los contactos entre partículas (Capdevila y Rinaldi, 2015). Por otro lado, para bajos contenidos de humedad la estructura del suelo es más rígida debido al incremento de las presiones de contacto por efecto de la succión. Mientras que a mayor contenido de humedad el suelo adquiere mayor compresibilidad que en conjunto con el efecto de confinamiento se generan estructuras más densas (Claria y Rinaldi, 2007).

Respecto de los ángulos de fricción y cohesión del suelo limoso, ambos parámetros de resistencia dependen de las condiciones de drenaje y del contenido de humedad de las muestras. Así se reportaron valores de cohesión no drenada entre 50 kPa y 55 kPa y un ángulo de fricción entre 21° y 25° para muestras con contenido de humedad natural. Para muestras saturadas la variación fue entre 26 y 90 kPa para la cohesión y entre 4° y 8° para el ángulo de fricción (Montoro et al, 2016).

En relación al comportamiento hidráulico de los suelos locales, los factores que la influyen son el tamaño de partículas, la relación de vacíos, el grado de saturación, su estructura, la composición química del suelo y el espesor de la doble capa difusa (Mitchell y Soga, 2005). Los suelos limosos presentan valores de conductividad hidráulica entre 1×10^{-3} cm/s y 1×10^{-5} cm/s en estado natural pudiendo disminuir hasta valores próximos a 3×10^{-7} cm/s en estado compactado.

En la Ciudad de Córdoba, debido a la abundancia y disponibilidad de suelos limosos resulta posible ser empleados para la construcción de sistemas de barreras ingenieriles de modo que en los últimos años la ingeniería geotécnica ha procurado estabilizar este recurso mediante

procesos de compactación o mediante el uso de materiales estabilizadores como la bentonita para mejorar su desempeño hidráulico y mecánico. Desde un punto de vista hidráulico se reportaron mejoras considerables en relación al empleo de bentonita (Francisca et al., 1998; Nieva y Francisca, 2009; Aiassa y Arrúa, 2009; Alercia, et. al. 2014) en tanto que desde un punto de vista mecánico el comportamiento continúa siendo motivo de estudio.

3.2.1.2 Bentonita. Génesis y comportamiento higroscópico

Bentonita es el nombre genérico que reciben un grupo de arcillas formadas principalmente por la abundancia de un mineral conocido como montmorillonita cuya constitución mineralógica pertenece a los filosilicatos del grupo de las esmectitas (Grim, 1953). La montmorillonita también llamada arcilla tipo 2:1, está formada por una lámina octaédrica de aluminio dispuesta como estructura sándwich entre dos láminas paralelas de silicio.

En Argentina, las reservas más importantes se encuentran en el norte de la Patagonia (Figura 3.1) y cubren un área de 94.000 Km² (Lombardi et al., 2003).

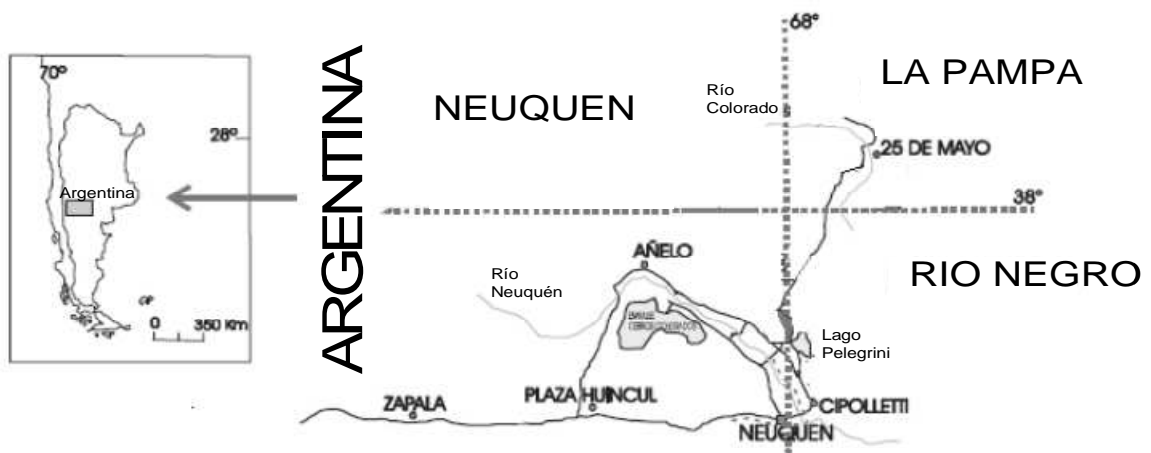


Figura 3.1 Depósitos de Bentonita en el norte Patagónico

(Fuente: Lombardi et al., 2003)

El origen del nombre “bentonita” se sugirió por primera vez en 1898 para definir a un material arcilloso de propiedades jabonosas y procedente de Fort Benton en el estado de Wyoming - USA (Santos, 1989).

La bentonita es considerada dentro del grupo de suelos expansivos. La causa de su hinchamiento se debe a la presencia de esmectita, su principal componente y la montmorillonita su mineral predominante. Su carga eléctrica y el tamaño coloidal de sus partículas son la razón por la cual este grupo de minerales es hidrofílico. Su habilidad de atraer moléculas de agua les permite incrementar su volumen numerosas veces lo cual juega un papel importante en las propiedades mecánicas de suelos como la resistencia, deformabilidad y en la conductividad hidráulica de los mismos.

El mecanismo de hinchamiento se manifiesta de manera rápida y magnificada en el caso de las bentonitas de tipo sódica debido a la capacidad de adsorción dada por la presencia de iones de sodio predominantes en su composición química. En la Figura 3.2 se muestra un esquema laminar durante el proceso típico de hidratación de bentonitas sódicas (Koch, 2002). Se observa que en estado seco las moléculas de agua tienden a formar una capa adsorbida alrededor de los cationes de Na^+ . Al iniciarse el proceso de hidratación durante la fase de saturación, una elevada capacidad de adsorción del sodio permite la formación de estructuras coloidales las cuales generan mayor espesor entre láminas de bentonita.

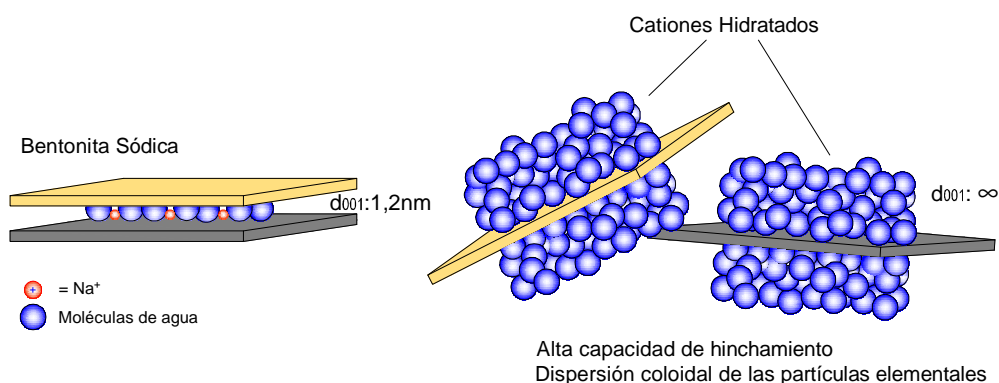


Figura 3.2 Proceso de hidratación de la bentonita sódica

(Fuente: Koch, 2002)

Esta capacidad de expansión es la característica que le permite a la bentonita ser resistente al paso del agua. Bajo un estado de confinamiento las partículas expandidas son forzadas unas con otras rellenando los vacíos entre las partículas de suelo y formando una barrera frente al paso de fluidos. Una bentonita presenta mejor desempeño en barreras hidráulicas cuando es utilizada uniformemente y en pequeñas cantidades entre 3-8% (Kozicki, 1994).

Gleason et al (1997) descubrieron que las propiedades de la bentonita son ampliamente afectadas por la interacción entre sus partículas y el fluido a su alrededor. Siendo la carga eléctrica de sus partículas negativa, provoca la atracción de los cationes hidratados de agua hacia la superficie de sus partículas.

Khera (1995) sostuvo que la capacidad de expansión libre que presenta la bentonita depende directamente del contenido de pH de los fluidos de su entorno. El mayor potencial de expansión se encuentra en un medio neutro cuyo pH es cercano a 8. A menor valor de pH se produce una reducción de la expansión debido a una disminución del espesor de la doble capa difusa, resultando una mayor conductividad hidráulica.

3.2.2 Ensayos de Caracterización. Parámetros geotécnicos

3.2.2.1 Suelo loessico

El suelo empleado en este trabajo fue recolectado de excavaciones realizadas a cielo abierto a una profundidad entre 6 y 10 metros en el predio contiguo a la Universidad Tecnológica Nacional perteneciente a Ciudad Universitaria, situada en el cuadrante geográfico sur del Ciudad de Córdoba.

La caracterización del suelo se realizó mediante análisis granulométrico por vía seca y vía húmeda (ASTM D-422), peso unitario (ASTM D 7263), límites de consistencia (ASTM D 4318) y gravedad específica (ASTM D 854).

El ensayo de compactación Proctor estándar (ASTM D 698) fue realizado sobre muestras de suelo local con el fin de obtener el peso unitario seso máximo γ_{dmax} y la humedad óptima de compactación ω_{opt} . El peso unitario seco γ_d corresponde al suelo en estado natural. La Tabla 3.1 resume los parámetros geotécnicos hallados en muestras de suelo local.

Tabla 3.1 Propiedades físicas del suelo empleado

Propiedades	Unidad	Loess
<i>Peso Unitario seco (γ_d)</i>	(kN/m ³)	13,3
<i>Límite líquido (ω_l)</i>	(%)	23,6
<i>Límite plástico (ω_p)</i>	(%)	21,4
<i>Índice de Plasticidad (IP)</i>	(%)	2,18
<i>Gravedad Específica (Gs)</i>	---	2,67
<i>Partículas < 0,250 mm</i>	(%)	100
<i>Material fino < 0,075 mm</i>	(%)	87,2
<i>Arcilla < 0,002 mm</i>	(%)	6,8
<i>USCS</i>	---	ML

3.2.2.2 Bentonita

La bentonita empleada fue tipo sódica originaria de yacimientos cercanos a Lago Pellegrini localizados al norte de la región Patagónica, provincia de Río Negro (Minarmco S.A). El resumen de sus propiedades se expone en la Tabla 3.2 (datos proporcionados por la empresa).

Tabla 3.2 Propiedades físicas de la bentonita empleada

Propiedades	Unidad	Bentonita
<i>Peso Unitario Seco (γ_d)</i>	(kN/m ³)	---
<i>Límite líquido (ω_l)</i>	(%)	395
<i>Límite plástico (ω_p)</i>	(%)	51
<i>Índice de Plasticidad (IP)</i>	(%)	344
<i>Gravedad Específica (Gs)</i>	---	2,71
<i>Superficie Específica (S_s)</i>	m ² /g	731 ^(*)
<i>Material fino < 0,075 mm</i>	(%)	100
<i>Arcilla < 0,002 mm</i>	(%)	80
<i>USCS</i>	---	CH

Referencia: (*) Montoro y Francisca (2010)

Compuesta por un 92% de mineral motmorillonita y pequeños porcentajes de cuarzo, gibbsita, feldespato, calcita y zeolitas. Presenta un alto contenido de sodio como resultado de la presencia de sales solubles y cationes adsorbidos en la superficie de la arcilla. Los iones

intercambiables son Na^+ , Ca^{++} , Mg^{++} y K^+ , siendo el sodio el principal catión definiendo así su comportamiento de alta plasticidad y capacidad de hinchamiento.

3.2.2.3 Mezclas suelo –bentonita

Se elaboraron mezclas de suelo local con adición de bentonita. Los porcentajes de bentonita empleados fueron 3%, 6% y 9%. Normalmente, la cantidad de bentonita incorporada en mezclas para su uso como barreras de sellado se encuentra entre 4% y 13% respecto del peso en seco del material. El empleo de un porcentaje mayor conduce a la obtención de mezclas con elevada plasticidad complicando las tareas de compactación (Sällfors y Öberg-Högsta, 2002).

Se ejecutaron ensayos de límites de consistencia (ASTM D 4318) y ensayos de compactación Proctor estándar (ASTM D 698) para determinar los parámetros de compactación de cada mezcla (peso unitario seco máximo $\gamma_{d\max}$ y humedad óptima de compactación ω_{opt}). Los resultados se presentan en la Tabla 3.3 donde se manifiesta una reducción del peso unitario seco γ_d respecto del incremento del contenido de adición.

Tabla 3.3 Límites de Consistencia y parámetros de compactación de mezclas

Ensayos	Contenido de bentonita (%)			
	0	3	6	9
Límites de Atterberg				
Límite líquido (%)	23,60	27,30	29,12	30,39
Límite plástico (%)	21,40	21,21	20,70	20,46
Índice de plasticidad (%)	2,18	6,09	8,42	9,93
Compactación Proctor Estándar				
γ_d máx. (kN/m ³)	16,80	16,20	16,20	15,90
ω opt. (%)	19,07	18,30	20,40	23,50

Por otro lado, se puede apreciar en la Figura 3.3 que la adición de bentonita influye sobre la humedad de compactación y el peso unitario seco, siendo estos los parámetros de compactación cada mezcla. Se manifiesta un incremento de la humedad óptima en relación al aumento del contenido de bentonita debido a la capacidad de retención de agua que poseen las partículas de arcilla durante su proceso de hidratación (Holtz y Kovacz, 1981; Kaya y Durukan, 2004).

La alta capacidad de hinchamiento que presenta la bentonita la cual al hidratarse forma un gel que recubre las partículas de limo podría estar provocando un aumento del tamaño de las partículas y un incremento del volumen por lo tanto el descenso del peso unitario seco de la mezcla. Acorde a lo enunciado por Lambe (1958 a) la bentonita estaría reduciendo las fuerzas de repulsión interpartícula provocando la formación de una fábrica más abierta reduciendo el máximo peso unitario seco alcanzado. Similar resultado hallaron Kumar (2002) y Glatstein (2013).

Se manifiesta que el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo se encuentran controlados principalmente por la presencia de arcilla tal como lo verificaron Seed y colaboradores (Seed et. al., 1964).

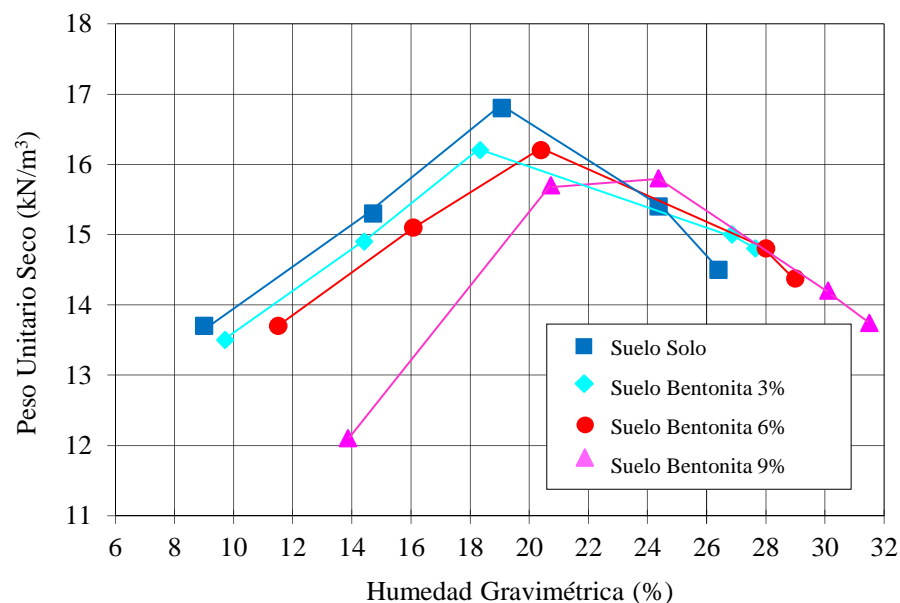


Figura 3.3 Curvas de compactación de mezclas suelo- bentonita

Es esperable que al aumentar el contenido de bentonita se incremente el límite líquido e índice de plasticidad. Similar a lo hallado por Handy (1973) quien reportó que el aumento del contenido de arcilla genera un incremento del valor correspondiente al límite líquido.

3.2.3 Microscopia Electrónica de Barrido (SEM)

Se estudió la morfología de las partículas presentes en los materiales empleados (limo, bentonita, y mezclas limo –bentonita) mediante el estudio de imágenes digitales obtenidas a partir del empleo de un microscopio electrónico de alta resolución Carl Zeiss Sigma perteneciente al Laboratorio de la Facultad de Matemática, Física y Astronomía de la Universidad Nacional de Córdoba (LAMARX).

A continuación, las siguientes imágenes se consideran representativas del material de estudio debido a que cada una de ellas fue realizada sobre la porción correspondiente al tercio central de una probeta moldeada considerando los requisitos de estudio. La elección de dicho tramo tiene su fundamento en primer lugar por estar éste alejado de los bordes del molde de compactación siendo estos eventual zona de perturbaciones al momento de desmolde y en segundo lugar por mantener de manera uniforme las condiciones de compactación de la mezcla.

Así, se analizó la forma, rugosidad de las partículas de limo, bentonita y la fábrica resultante del proceso de compactación. La Figura 3.4 muestra la morfología microscópica de una partícula de material limoso, con forma pseudopoliédrica, de tamaño menor a 0,075 mm, valor de esfericidad igual a 0,7 y coeficiente de redondez entre 0,3 y 0,5. Conformada por superposición de láminas expone lados angulosos.

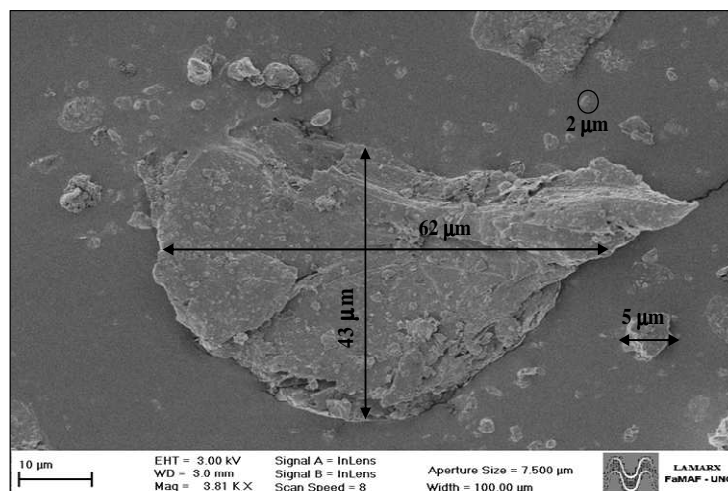


Figura 3.4 Morfología microscópica de partícula limosa

La Figura 3.5 muestra un agregado de partículas de bentonita (Olsen, 1962; Yong y Sheeran, 1973) de forma regular, superficie rugosa y presencia de importantes relieves.

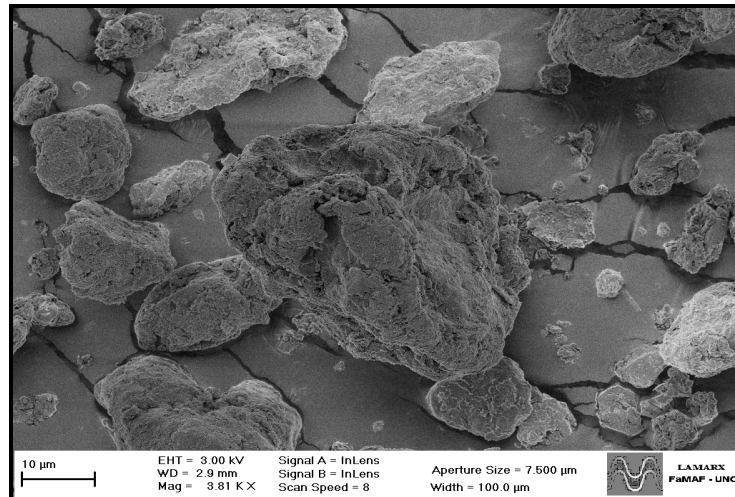


Figura 3.5 Morfología superficial de la bentonita

Esta característica destacada de aglutinamiento que presentan estas arcillas da lugar a la existencia de micro y macroporos los cuales se clasifican como poros intra-agregados e inter-agregados (Delage et al., 2006).

La Figura 3.6 muestra la fábrica de una muestra de suelo limoso compactada y sin adición de bentonita siendo su peso unitario seco igual a 14 kN/m^3 . Se observa una superposición de partículas limosas como resultado de la reducción de vacíos por compactación con incrustaciones de material anguloso. El material resultante presenta un relieve heterogéneo con visualización de diferentes tamaños de agregados.

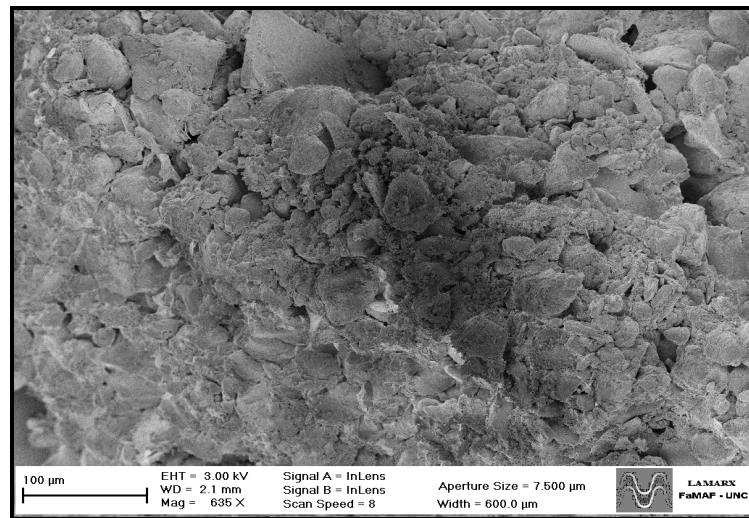


Figura 3.6 Arreglo de partículas en muestra limosa compactada

Se manifiesta una superficie intertrabada y la existencia de macro y micro poros. La presencia de partículas angulosas genera zonas con fábrica abierta que podrían contribuir como posibles canales preferenciales de flujo durante procesos de infiltración afectando el comportamiento mecánico del compuesto (Figura 3.7). La Figura 3.8 muestra el arreglo microscópico de mezclas suelo – bentonita. Se observa una fábrica más cerrada respecto de la Figura 3.6 como resultado en primera instancia de un mayor grado de compactación equivalente a un peso unitario seco igual a 16 kN/m^3 y en segundo lugar a la presencia de bentonita.

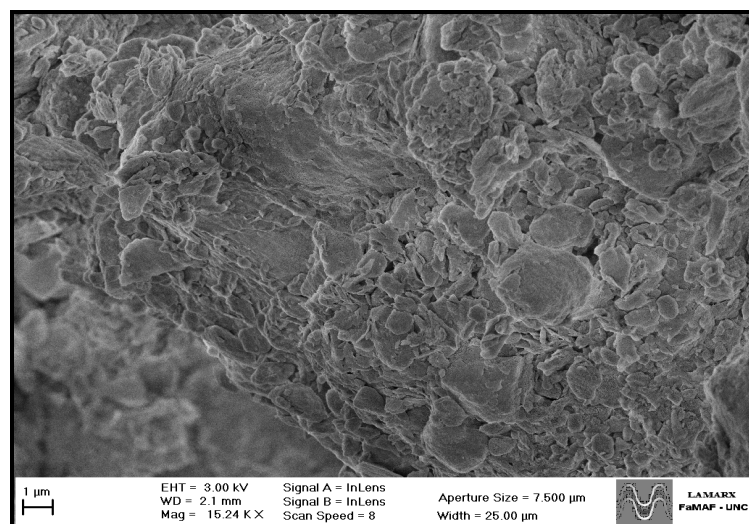


Figura 3.7 Presencia de microporos en muestra limosa compactada

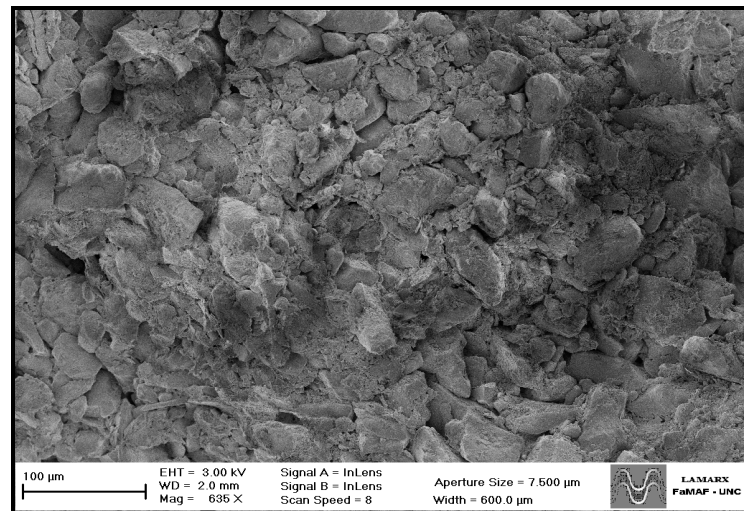


Figura 3.8 Micrografía de mezcla limo-bentonita

Las partículas de suelo se encuentran rodeadas y cubiertas por bentonita en fase hidratada generando un material más denso con menor presencia de espacios vacíos. La superficie se observa más homogénea y las partículas de bordes no definidos.

Finalmente, se observa en la Figura 3.9 partículas angulares y planas incrustadas en una superficie de relieve suave. Queda de manifiesto la respuesta de la bentonita como agregado de relleno en la matriz de suelo limoso reduciendo poros inter agregados y logrando mayor vinculación entre partículas con el consiguiente aumento de la superficie de contacto.

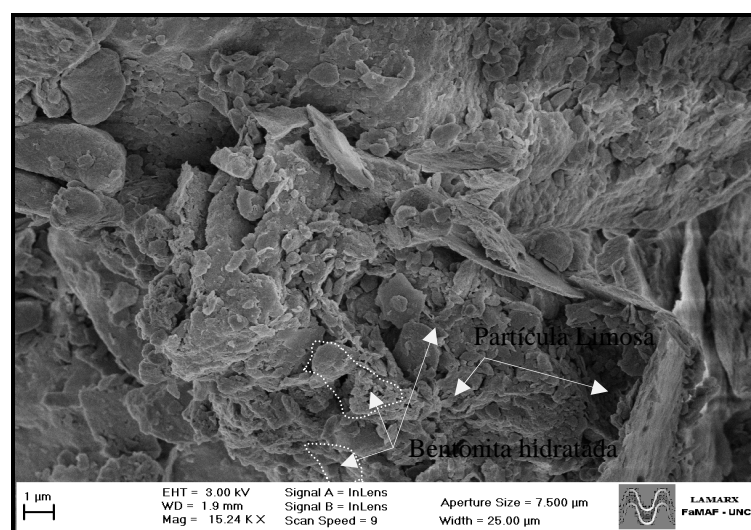


Figura 3.9 Micrografía de mezcla limo-bentonita

Se concluye como resultado del análisis microscópico que el incremento del grado de compactación conjuntamente con la adición de bentonita proporciona un material compuesto de fábrica cerrada con menor presencia de vacíos y superficie de relieve suave con incrustaciones de material anguloso logrando mejorar la trabazón de sus agregados pero eventuales canales de circulación de flujo. De esta forma el material compuesto resultante en estado compactado podría ser aparentemente, no solo menos permeable sino más resistente debido al incremento notable de las zonas de contacto o vinculaciones interpartículas. Según el enfoque micromecánico propuesto por los autores Rothenburg - Bathurst (1989) y Thornton (2000) la resistencia mecánica de un suelo es reflejo de su habilidad para desarrollar las fuerzas internas interpartícula.

En relación al aspecto homogéneo visualizado en las micrografías de mezclas limo – bentonita compactadas cabe aclarar que es esperable que la compactación a densidades elevadas genere un colapso de los macroporos existentes en la matriz del material. Este proceso mecánico se vió fuertemente influenciado por el proceso de hidratación característico de la bentonita.

Similares resultados se hallaron en los trabajos publicados por Mooney et al (1952), Calvet (1972), Prost (1975), Sposito y Prost (1982) y Bird (1984) quienes demostraron que el aspecto homogéneo de las mezclas se debe al proceso de hidratación de la bentonita que ocurre inicialmente en la superficie del mineral que la compone y alrededor de los cationes intercambiables presentes en el espacio basal en el interior de una partícula (zonas hidrofílicas). Esta primera etapa denominada hidratación homogénea ocurre de manera progresiva y ordenada donde las moléculas de agua son adsorbidas por la superficie de la arcilla comenzando a incrementar el espacio basal inicial generando grandes fuerzas de succión en el interior de las partículas y una posterior división de las mismas en pequeñas laminas delgadas hidratadas. Este mecanismo de hinchamiento que provoca la creación de nuevos contactos interpartícula permite interpretar los cambios en la distribución de los poros existentes.

3.3 Métodos

3.3.1 Comportamiento hidráulico de materiales compactados

3.3.1.1 Permeabilidad a pared rígida

La permeabilidad a pared rígida se realizó a carga hidráulica variable y en sentido descendente (ASTM D 5856-95) con el objeto de reproducir en laboratorio el fenómeno de infiltración en campo (Peirce et al, 1987).

El gradiente hidráulico inicial fue igual a 10 (ASTM D 5856-95) aplicado mediante la diferencia de altura igual a un metro entre el nivel de ingreso del fluido al sistema (marca inicial de graduación en la bureta) y el nivel de egreso del fluido (posición de la válvula de salida del flujo).

Se utilizó agua potable de red como fluido permeante (ASTM 5084-10, Abichou et al, 2002 y He et al 2015). Según antecedentes literarios, el uso de agua potable red no interfiere en la estimación de los valores de conductividad hidráulica de mezclas cuya presencia de limo o arcilla es menor a 7%. Por encima de dicho porcentaje la interacción fluido – partícula comienza a ser relevante (Santamarina et al, 2001) la cual se manifiesta en las fuerzas eléctricas que gobiernan la asociación de partículas (Van Olphen, 1977; Mitchell y Soga, 2005).

Posterior al moldeo, las muestras obtenidas se mantuvieron en sus respectivos moldes, embolsadas mediante cierre hermético con el fin de conservar su humedad hasta el inicio de la etapa de infiltración.

La Figura 3.10 muestra el esquema de montaje de la celda y las diferentes partes que componen el sistema.

REFERENCIAS

- ① VALVULA DE INGRESO
- ② VALVULA DE VENDEO
- ③ MARIPOSA Y TORNILLO ROSCADO
- ④ CABEZAL SUPERIOR
- ⑤ CAMA DE ARENA
- ⑥ MUESTRA DE SUELO
- ⑦ O'RINGS
- ⑧ CABEZAL INFERIOR
- ⑨ VALVULA DE SALIDA

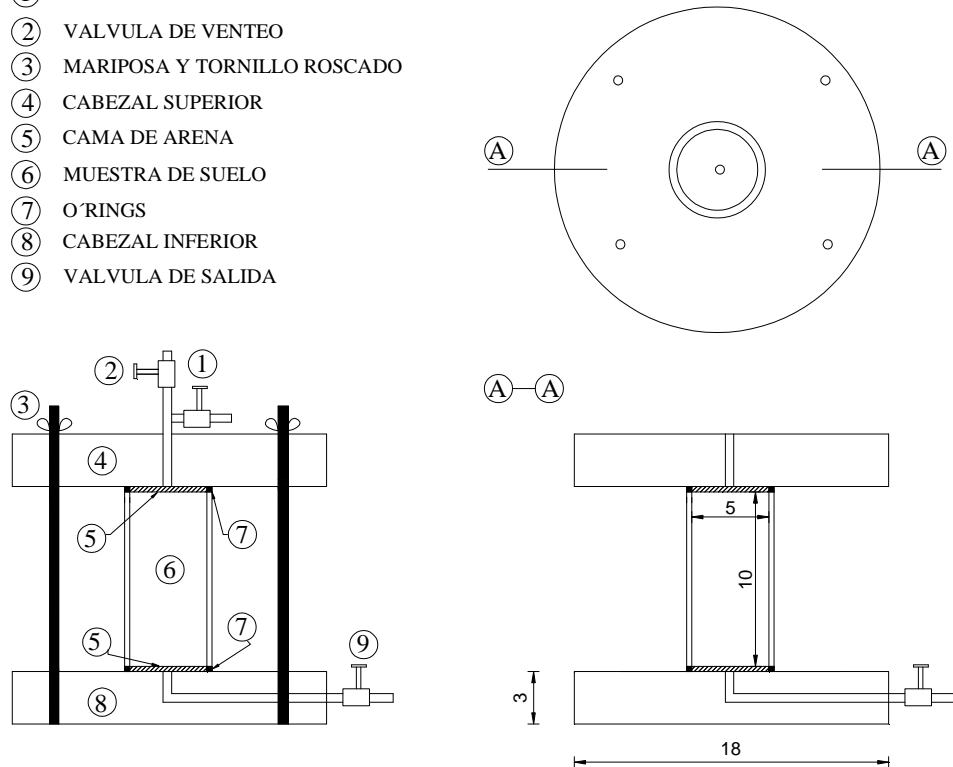


Figura 3.10 Detalle de instalación de celda a pared rígida

El molde metálico de compactación (con la muestra en su interior) se vinculó en sus extremos a dos placas (cabezal y base) de material acrílico. El cierre del conjunto mediante aros de goma proporcionó la estanqueidad al conjunto. El circuito presentó válvulas de apertura y cierre de flujo además de la presencia de una válvula de venteo de gases. La transición entre la muestra y las placas fue mediante la colocación de una cama de arena a los fines de lograr una mejor distribución del fluido en la superficie de la muestra e impedir la migración de partículas en suspensión al sistema de conductos. El ajuste final del conjunto se logró mediante un juego de tornillos pasantes. Una bureta de vidrio de 100 ml conectada a la válvula de ingreso mediante una línea flexible permitió registrar los volúmenes de ingreso de fluido. La recolección del volumen saliente se efectuó en un recipiente contenedor. Las muestras fueron ensayadas en sus respectivos moldes de compactación con el objeto de reducir la aparición de caminos preferenciales de

circulación de fluido entre una muestra y las paredes del molde cuando las muestras son desmoldadas y colocadas en diferentes celdas (Cuisinier et al, 2011).

Finalizado el montaje se realizaron ensayos preliminares de permeabilidad sobre muestras de material limoso remoldeado, compactado a máximo peso unitario seco y de reconocido valor de conductividad hidráulica (Francisca et. al., 1998) para verificar el correcto funcionamiento del sistema y la estanqueidad del circuito.

Posteriormente se procedió a dar inicio a la etapa de saturación. Las muestras fueron sometidas a carga hidráulica constante hasta lograr un sistema en régimen (volumen de fluido entrante igual al volumen de fluido saliente). De esta forma, con un flujo estable se consideró a la muestra en condición saturada. Lograda esta etapa se procedió a la infiltración a carga hidráulica variable registrando los volúmenes de ingreso de fluido en función del tiempo. A consecuencia se estimaron los valores de conductividad hidráulica.

Se consideró finalizado un ensayo de infiltración a partir del momento en el cual se registraron al menos cuatro lecturas de conductividades hidráulicas iguales y consecutivas.

3.3.1.2 Permeabilidad a pared flexible

La permeabilidad a pared flexible se estudió empleando un permeámetro cuya principal ventaja respecto del sistema a pared rígida es la posibilidad de saturación de muestras aplicando una contrapresión en la base de la probeta lo cual reduce considerablemente el tiempo total de ensayo para suelos de granos finos.

El principio de funcionamiento de un permeámetro se basa en la aplicación de un gradiente de presiones a una muestra, sometida a una presión de confinamiento deseable; de manera tal de generar un sentido de circulación del fluido permeante midiendo volúmenes de infiltración durante un intervalo de tiempo determinado.

La Figura 3.11 muestra el equipo de permeabilidad empleado en este trabajo. El mismo está compuesto por tres partes: la celda de permeabilidad, el tanque de aireador y el panel central de mando. La celda acrílica tiene por finalidad alojar a cada muestra y se encuentra contenida entre dos platos de aluminio vinculados ambos mediante tornillos pasantes. Presenta un juego de

cabezales de acrílico a partir de los cuales se conectan las líneas de circulación. El tanque contiene inicialmente agua potable de red a la cual mediante aplicación de vacío proveniente de una bomba externa de ¼ hp de potencia conectada y maniobrada desde el panel de comando se le realiza el tratamiento de deaireado para su posterior uso durante los ensayos.

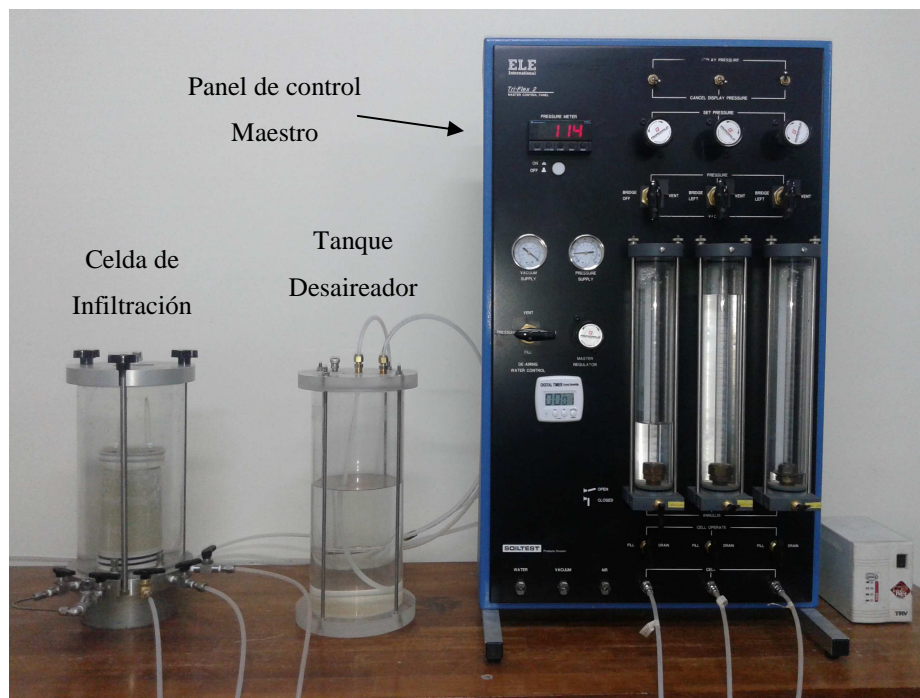


Figura 3.11 Equipo de permeabilidad a pared flexible

Finalmente, el panel de comando central cuenta con un display de visualización de las presiones aplicadas, manómetros de medición de la presión del sistema, una llave de comando central que permite tanto la ventilación de las líneas de drenaje, aplicación de presiones de trabajo y llenado del tanque de aireador. Cuenta además con tres canales, el correspondiente a la presión de confinamiento, presión superior e inferior materializados cada uno mediante tubos de acrílico. En su interior la existencia de buretas graduadas de 25 ml permite registrar los volúmenes de circulación.

Concluida la etapa de compactación de las muestras se procedió al desmolde de las mismas y su posterior montaje entre el cabezal de acrílico inferior y superior, situados ambos en el interior de la celda de permeabilidad. Cada cuerpo de prueba estuvo recubierto por una membrana de látex sujeta por dos aros de goma sobre ambos cabezales. Un conjunto de dos

pedras porosas en estado saturado y un par de discos de papel se colocaron a ambos extremos de la probeta. El cierre de la celda de acrílico fue a través del ajuste de tres tornillos pasantes dispuestos de manera triangular (Figura 3.12).



Figura 3.12 Secuencia de montaje de muestra en ensayo a pared flexible

Se procedió a conexionar las líneas de circulación de flujo entre los puertos de la celda de permeabilidad y el panel de mando central.

Se verificó el correcto funcionamiento de manómetros de medición de presión de vacío como el de presión de trabajo del sistema mediante el empleo de una bomba de vacío con medidor propio y un regulador externo instalado este último a la entrada de la línea de suministro de aire al sistema. Cabe aclarar que la presión de suministro de aire entregada al sistema fue igual a 800 kPa mientras que la presión de trabajo máxima definida fue igual a 400 kPa. La Figura 3.13 muestra el esquema de funcionamiento del equipo.

Verificadas todas las conexiones se inició el proceso de llenado de la celda de permeabilidad conectando la línea de agua potable de red en el puerto lateral de la celda mientras que al mismo tiempo se permitió mediante la apertura de la válvula de venteo ubicada en la base superior de la celda, el egreso de aire del interior de la misma a los fines de minimizar el potencial de difusión de aire a través de la membrana de látex.

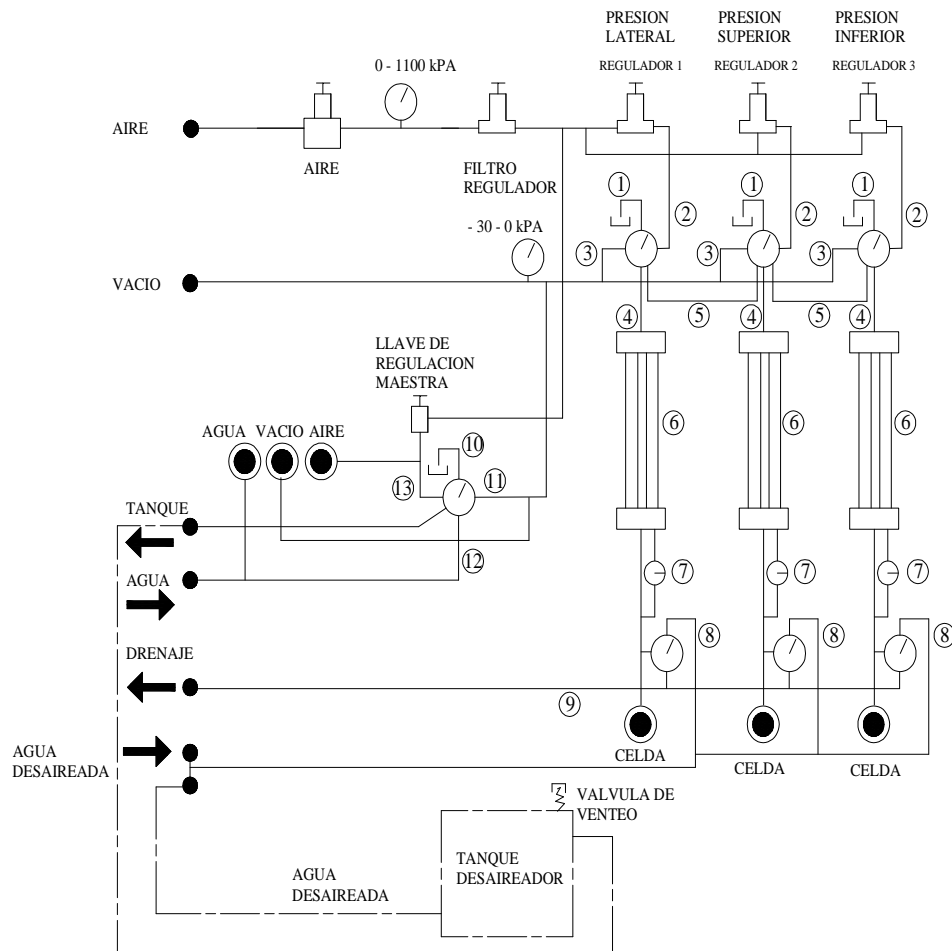


Figura 3.13 Esquema de funcionamiento del Permeámetro a Pared Flexible

(Fuente: ELE International)

Una vez completo este procedimiento se constató visualmente la ausencia de posibles fugas de agua en el cierre de la celda. La reducción del potencial de difusión de aire a través de la membrana de látex fue posible conectando una manguera de 5 metros de longitud entre la celda y el puerto de agua ubicado en el panel de control. De esta forma, se contribuyó a demorar la aparición de burbujas durante el llenado de la celda y la disminución de aire disuelto en el interior de la misma (Figura 3.14 y Figura 3.15).

Posteriormente, se aplicó una pequeña presión de confinamiento igual a 35 kPa (ASTM D 4767-95) y una presión menor a la de confinamiento definida en 20 kPa tanto en la parte superior

como inferior con el fin de facilitar el proceso de eliminación de aire ocluido en el interior de las líneas de circulación de fluido y piedras porosas.

Una vez removido todo el aire visible se cerraron todas las válvulas del panel de control finalizando así el purgado del sistema.

REFERENCIAS

- | | | | |
|---|---|---|-------------------------------|
| ① | PUERTO DE VENTILACION | ⑫ | CABEZALES SUPERIOR E INFERIOR |
| ② | MARIPOSAS Y TORNILLOS ROSCADOS | ⑬ | PUERTO INFERIOR |
| ③ | BASE SUPERIOR | ⑭ | PUERTO SUPERIOR |
| ④ | CELDA DE ACRILICO | ⑮ | PUERTO LATERAL |
| ⑤ | PUERTO SUPERIOR | ⑯ | PUERTO DE DRENAJE SUPERIOR |
| ⑥ | BASE INFERIOR | ⑰ | PUERTO DE DRENAJE INFERIOR |
| ⑦ | CABEZALES DE ACRILICO | ⑱ | PUERTO DE PRESION DE POROS |
| ⑧ | LINEA DE DRENAJE | | |
| ⑨ | PUERTO DE DRENAJE SUPERIOR | | |
| ⑩ | PROBETA DE SUELO CONTENIDA EN MEMBRANA DE LATEX | | |
| ⑪ | O RINGS | | |

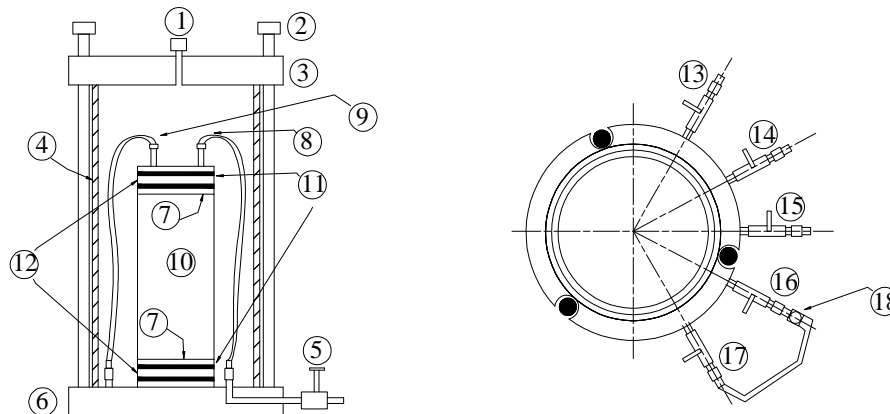


Figura 3.14 Detalle de la celda

Finalizado el montaje y purgado del sistema se realizaron ensayos de prueba con muestras patrón conformadas con material limoso de conductividad hidráulica conocida a los fines de verificar el correcto funcionamiento del equipo. Una vez verificado el mismo se preparó la batería de muestras de estudio para iniciar la etapa de saturación. El fluido permeante utilizado fue agua potable de red en estado deaireado (ASTM D 5084-00).

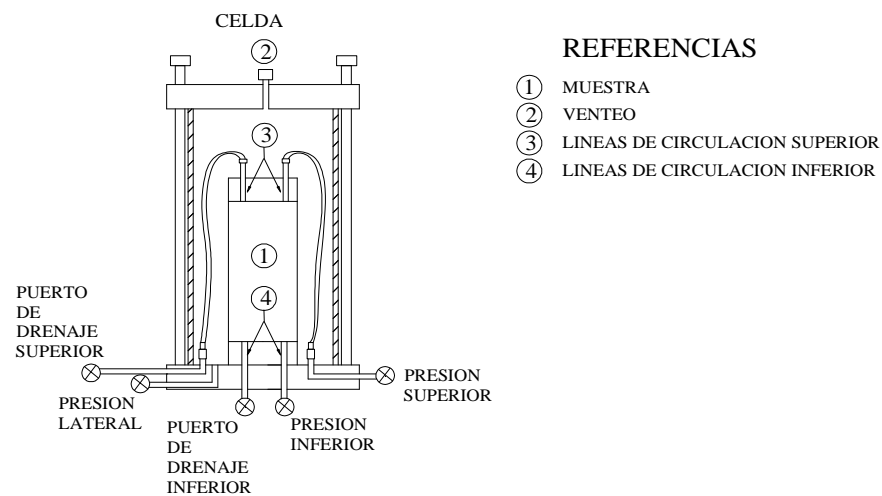


Figura 3.15 Conexiones de la celda de Permeabilidad

Las diferentes presiones actuantes en una muestra fueron definidas de manera previa al comienzo de cada infiltración. Antecedentes literarios reportaron que la mayoría de las barreras de sellado que forman parte de rellenos sanitarios se encuentran expuestas al momento de cierre a presiones de confinamiento elevadas próximas a 100 kPa (Peirce et al, 1986). Por otro lado, las tres presiones verticales de referencia iguales a 50 kPa, 100 kPa y 200 kPa equivalentes a una tapada de residuos igual a 5 m, 10 m y 20 m respectivamente son las posibles de encontrar en enterramientos locales.

Considerando lo anterior quedó definida la aplicación de una presión inferior en la muestra igual a 100 kPa simulando una presión geostática equivalente a una altura de residuos igual a 10 metros. Respetando un gradiente hidráulico igual a 10 (ASTMD 5084-00) se calculó la presión superior la cual resultó ser igual a 114 kPa y una presión de confinamiento igual a 117 kPa atendiendo a la recomendación de la norma ASTM D 5084-00 donde la presión de confinamiento debe ser mayor como mínimo 3 kPa respecto de la máxima presión aplicada en la muestra. La diferencia de presión lograda entre la cabeza y base en cada probeta fue igual a 14 kPa (Anderson y Hee, 1995). Estas presiones aplicadas generaron una circulación de arriba hacia abajo con el fin de reproducir un fenómeno de infiltración natural o inundación intencional.

Respecto del tiempo de infiltración necesario en la etapa de saturación fue aquel para el cual se observó una estabilización de los volúmenes de fluido tanto de ingreso como de egreso de la muestra. Cada muestra verificó este requisito en diferentes instantes de tiempo.

La Figura 3.16 muestra una secuencia de saturación en una muestra donde se observa el avance del frente húmedo en dos instantes de tiempos distintos.



Figura 3.16 Secuencia de saturación de una muestra

Se graficaron curvas de infiltración (durante el proceso de saturación) empleando para el cálculo la Ecuación 3.1 referida a la tasa de infiltración [L],

$$I_r = \frac{\Delta V(t)}{\Delta t \cdot A} \quad (3.1)$$

Donde ΔV =incremental de volumen infiltrado en el lapso de tiempo Δt ; Δt = lapso de tiempo; A = área de la sección transversal de la muestra.

De manera simultánea a la obtención de las curvas de infiltración se realizó el monitoreo de la estabilización del flujo de manera gráfica, trazando las curvas de volumen infiltrado en función del tiempo. Estas últimas indican el lapso de tiempo para el cual el sistema ingresa en

régimen a partir del cual los valores de infiltración tienden a ser constantes y representativos del comportamiento hidráulico del material compactado.

Las Figuras 3.17, 3.18, 3.19 y 3.20 muestran la estabilización del volumen de infiltración en función del tiempo. La nomenclatura de cada muestra se detalla en el apartado 3.4.3.2 de la página 85.

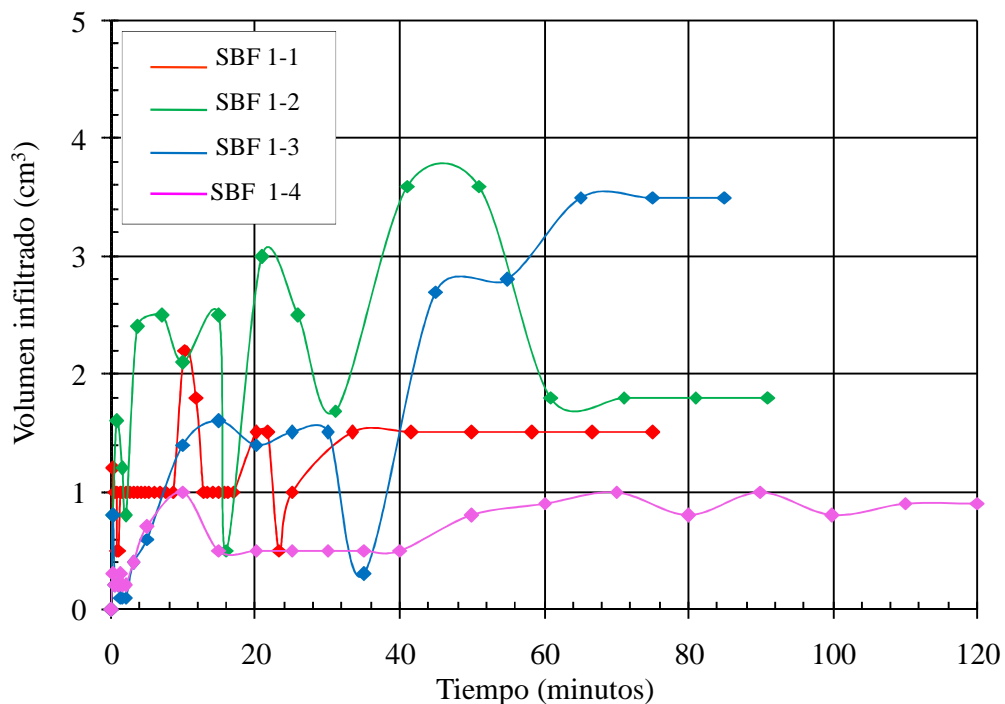


Figura 3.17 Estabilización del volumen de infiltración en mezclas (B= 3 %)

La Figura 3.17 (B corresponde al contenido de bentonita) corresponde a muestras con adición de 3% de incorporación de bentonita y peso unitario seco γ_d variable entre 14 kN/m^3 (SBF 1-1) y $16,5 \text{ kN/m}^3$ (SBF1-4). Se manifiesta en la misma que cada muestra logra la estabilización del volumen infiltrado en diferentes tiempos.

En particular solo la muestra con $\gamma_d = 14,10 \text{ kN/m}^3$ logró estabilizar su flujo a partir de los 40 minutos, las muestras con $\gamma_d = 14,80 \text{ kN/m}^3$ y $\gamma_d = 15,70 \text{ kN/m}^3$ a partir de 70 minutos y la muestra restante demostró alcanzarla a partir de 100 minutos.

Se estima que la estabilización del flujo en las muestras con menor contenido de bentonita (B=3%) se presentó con sucesivas fluctuaciones posiblemente por el movimiento del agua de manera rápida y no uniforme, asociado a una eventual pérdida de equilibrio entre las fuerzas de interacción existentes (agua de circulación, partículas de suelo y bentonita).

La Figura 3.18 muestra la estabilización del volumen en mezclas con 6% de bentonita y peso unitario seco variable. Los resultados muestran que las mezclas con $\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$ lograron la condición de estabilización a partir de los 60 minutos, el resto a partir de los 50 minutos.

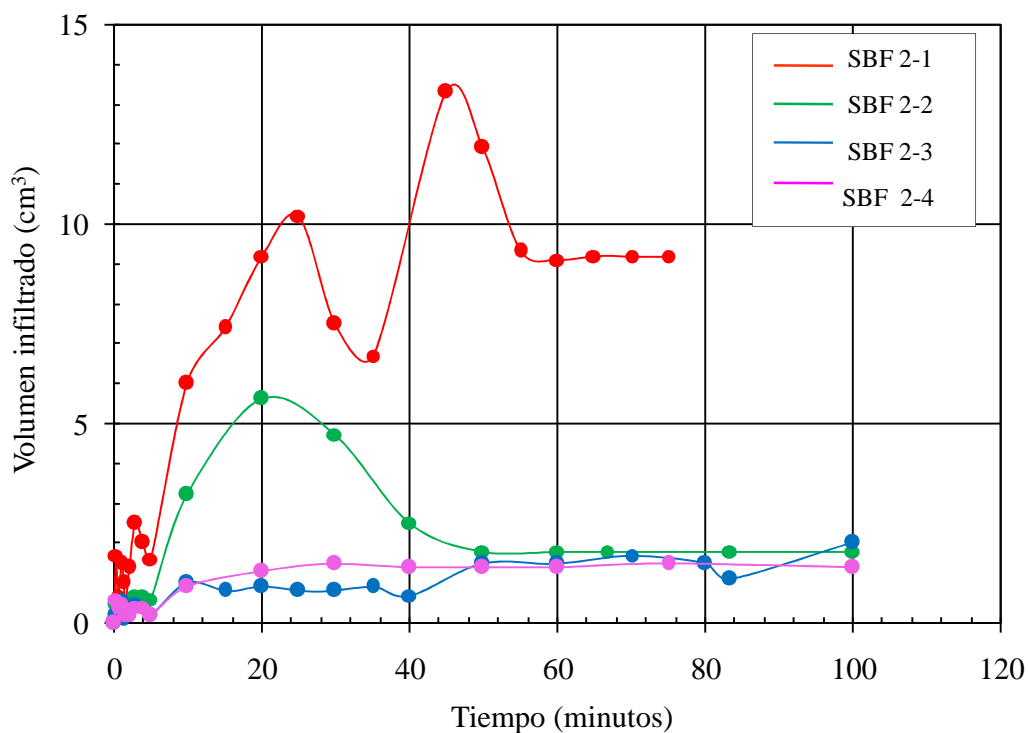


Figura 3.18 Estabilización del volumen de infiltración en mezclas (B= 6 %)

La Figura 3.19 muestra la estabilización en mezclas con 9% de bentonita y peso unitario seco variable. Se puede apreciar que la muestra con $\gamma_d = 13,60 \text{ kN/m}^3$ logró la condición de flujo estable para tiempos superiores a 80 minutos al igual que la muestra con $\gamma_d = 14,90 \text{ kN/m}^3$ mientras que las demás manifestaron una reducción notable del tiempo siendo el mismo igual a 40 minutos.

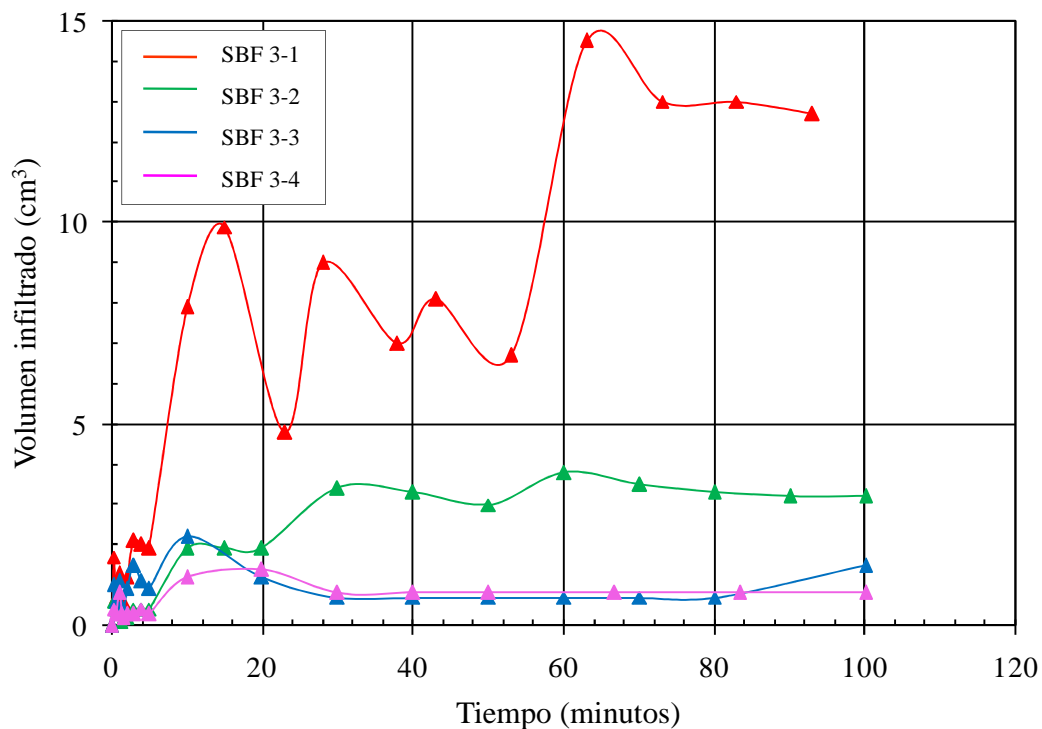


Figura 3.19 Estabilización del volumen de infiltración en mezclas (B= 9 %)

Por último, la Figura 3.20 corresponde a la estabilización del volumen infiltrado en función del tiempo en muestras de material limoso sin adición de bentonita y peso unitario seco variable. Se manifiesta que la muestra con $\gamma_d = 13,90 \text{ kN/m}^3$ alcanzó la condición de flujo estable a partir de 40 minutos, la muestra con $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$ a partir de 50 minutos y las muestras estantes a partir de 60 minutos.

Los resultados muestran que en general al aumentar el grado de compactación de una muestra, la menor porosidad de su estructura produce una disminución de los posibles vacíos interconectados transformando a las trayectorias de flujo más tortuosas provocando una disminución del volumen infiltrado. Por otro lado, si bien la presencia de bentonita produjo mayores fluctuaciones en el movimiento del fluido; su adición provocó el relleno de una mayor cantidad de vacíos obstruyendo de esta manera el flujo de agua libre (De Magistris et al, 1998).

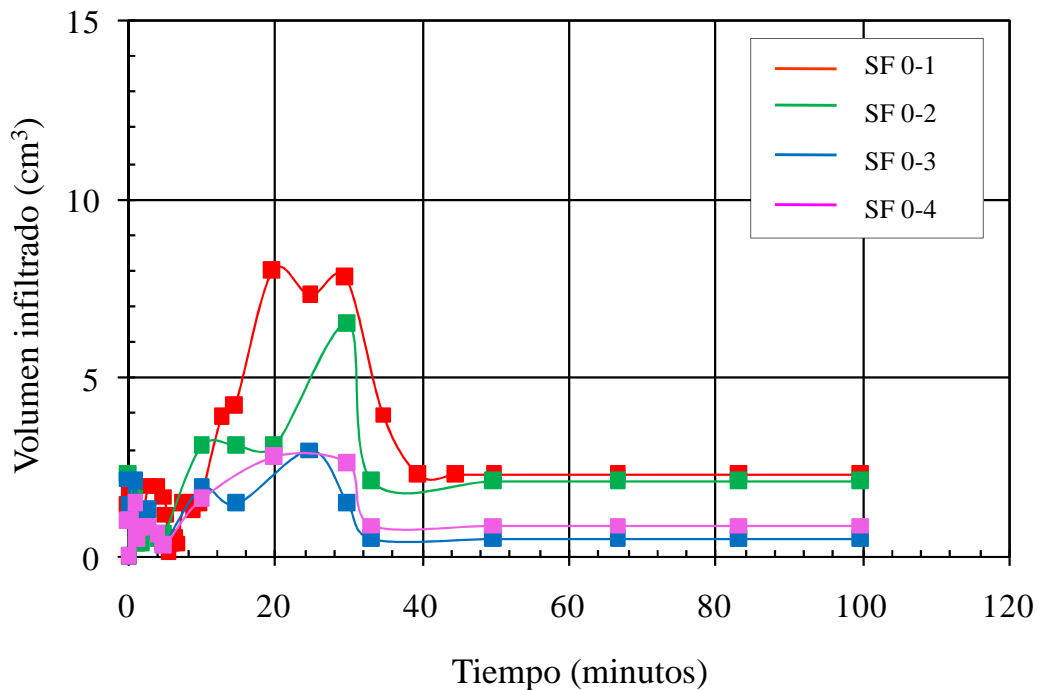


Figura 3.20 Estabilización del volumen de infiltración en mezclas sin bentonita

Se estima que la variación de los tiempos como de los volúmenes de infiltrados fue el resultado de dos efectos superpuestos, uno referido al hinchamiento de las partículas de bentonita y otro a la disminución de la relación de vacíos debido al aumento del grado de compactación de las mezclas. Se observa que el segundo factor influyó en mayor medida en muestras con contenidos de 3% de bentonita.

Una vez lograda la condición de volumen estable, se procedió a la verificación del grado de saturación seguida de la etapa de infiltración a carga variable para la estimación de los valores de conductividad hidráulica.

Particularmente, la verificación del grado de saturación en cada probeta se realizó mediante dos controles. El primero corroborando que el sistema se encuentre en régimen a través de la estabilización del flujo (volumen de agua saliente igual a volumen de agua entrante). El segundo referido al cálculo del parámetro B_s definido por Skempton (Eingenbrod y Burak, 1990) según la Ecuación 3.2. Este parámetro relaciona el incremento de la presión de poros desarrollada en una muestra respecto de la variación de la presión de confinamiento, ambas medibles en un lapso de tiempo determinado durante el proceso de saturación (Carpenter y Stephenson, 1986)

$$B_s = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (3.2)$$

Siendo Δu = incremento de presiones de poros y $\Delta \sigma$ = incremento de presión de confinamiento.

Experimentalmente las presiones de poros fueron medidas indirectamente aplicando el método físico de la bureta. Partiendo de la presión de confinamiento aplicada a la celda, se procedió a tomar lectura del nivel de volumen en la bureta inferior ubicada en el panel central. Posteriormente, y según antecedentes literarios (ASTM D 5084-00) se aplicaron incrementos en la presión de cámara equivalentes cada uno a 35 kPa, donde para cada uno de ellos se registró una nueva posición del nivel de agua en la bureta inferior. Para contrarrestar esta respuesta y restituir el equilibrio anterior se aplicó una contrapresión de magnitud necesaria en cada caso hasta lograr la reubicación del nivel del menisco en su posición original. Este proceso se mantuvo durante un lapso de 30 minutos hasta lograr la estabilización interna de presiones. Las contrapresiones aplicadas en general no superaron los 400 kPa (ASTM D 5084-00, Carpenter y Stephenson, 1986) favoreciendo la disolución de burbujas de aire posiblemente ubicadas en el agua intersticial y permitiendo de esta forma completar el proceso de saturación en un tiempo inferior a 48 horas (Eingebrod y Burak, 1990).

En general, a medida que un fluido circula por una masa de suelo la magnitud de las presiones intersticiales no depende de las condiciones hidrostáticas sino de flujo que circula a través de los poros sufriendo variaciones. Lograda la condición de flujo estacionario, la presión intersticial en toda la masa de suelo se equilibra adquiriendo valores finales compatibles con las nuevas condiciones de frontera para un instante determinado. Por tal motivo ocurre que una modificación de la presión de cámara es captada por el fluido presente en los poros registrándose una variación de manera similar en la presión intersticial en cualquier punto de la muestra. De este modo, se considera que si solamente se aplica una presión inferior externa que contrarreste la variación de presión de poros, entonces esa nueva presión aplicada es considerada no solo de equilibrio sino además igual a la presión de poros de la muestra

Si bien para la mayoría de los suelos se puede asumir que la condición de saturación completa ocurre cuando el coeficiente de presión de poros B se aproxima a la unidad o bien

superior a 0,95 (ASTM D 5085-00) para este trabajo la condición de saturación completa fue aprobada para valores del coeficiente B iguales o mayores a 0,95 (Carpenter y Stephenson, 1986). El volumen mínimo de circulación para alcanzar esta condición fue igual a un volumen poral (Zimmie 1981; Pierce y Witter 1986).

Verificada la saturación completa de una muestra se dió comienzo a la etapa de infiltración con circulación en sentido ascendente (para asegurar la eliminación total de la eventual existencia de burbujas de aire en el interior de la muestra) y gradiente hidráulico igual a 10 (ASTM D 5084-00, Francisca et al, 2009). Las presiones actuantes fueron igual a 114 kPa en la parte inferior de la muestra, 100 kPa en la parte superior y 117 kPa la presión de confinamiento. Se registraron los volúmenes de ingreso y egreso de flujo para cada intervalo de tiempo determinado. De esta forma, la conductividad hidráulica se calculó empleando la Ecuación 3.3,

$$k = \frac{aL}{A\Delta t} \ln \left(\frac{PB_1 + \frac{V_{u(t_1)} - V_{i(t_1)}}{a}}{PB_2 + \frac{V_{u(t_2)} - V_{i(t_2)}}{a}} \right) \quad (3.3)$$

Donde, k = conductividad hidráulica ; a = área de la bureta; L = longitud de la muestra; A = área de la muestra; Δt = lapso de tiempo; PB_i = presión del sistema y líneas de drenaje, $V_{u(t_i)}$ = lectura de volumen de la bureta superior para $t=t_i$; $V_{i(t_i)}$ = lectura de volumen de la bureta inferior para $t=t_i$.

Se destaca la acción de la denominada Presión del sistema PB_i . Por tratarse de un circuito hidráulico cerrado existe una diferencia de presiones que posibilita el movimiento del flujo en el interior del sistema de modo tal que la presión PB_i debe sumarse a las presiones hidráulicas h_1 y h_2 que se desarrollan para cada instante de tiempo tanto en la parte superior como en la inferior de una muestra durante la evolución de un ensayo.

La PB_i se puede calcular como diferencia de las presiones superior e inferior, aplicadas cada una de manera constante durante el tiempo total de ensayo siendo las mismas responsables de generar el gradiente inicial requerido. Las cargas hidráulicas h_1 y h_2 pueden ser calculadas para cada instante de tiempo mediante el empleo de la Ecuación 3.4,

$$h_1 = \frac{V_{u(t_1)} - V_{i(t_1)}}{a} \quad (3.4)$$

$$h_2 = \frac{V_{u(t_2)} - V_{i(t_2)}}{a}$$

Donde, V_u = volumen superior en la bureta superior, para un instante de tiempo t , y V_i = volumen inferior en la bureta inferior para un instante de tiempo t .

Finalmente, es importante destacar autores como Carpenter y Stephenson (1986) reportaron una tendencia de estabilización de la conductividad hidráulica en suelos finos a partir de un periodo entre 1 y 2 horas posteriores al inicio de registro de volúmenes en estado saturado observando una ligera reducción del mismo para tiempos mayores. De esta forma, en este trabajo las mediciones de volúmenes de infiltración se efectuaron hasta alcanzados los 120 minutos calculando posteriormente el valor de conductividad hidráulica para cada mezcla.

3.3.1.3 Capilaridad

Los ensayos de capilaridad se efectuaron registrando la altura del avance de frente húmedo en relación al tiempo transcurrido bajo condición de presión atmosférica (Figura 3.21).

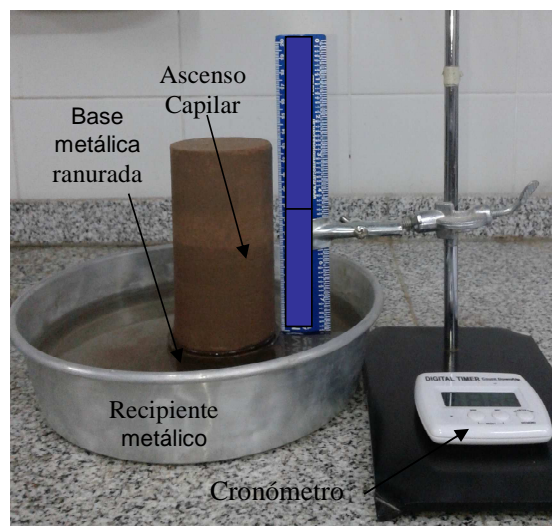


Figura 3.21 Montaje de la probeta para ensayo de ascenso capilar

Se empleó un recipiente metálico y una base ranurada de 0,07 m de diámetro por 0,03 m de altura. Esta última se ubicó en el fondo del contenedor. Se procedió al llenado del recipiente con agua potable de red manteniendo constante el nivel de agua e igual a 0,03 m (Figura 3.22).

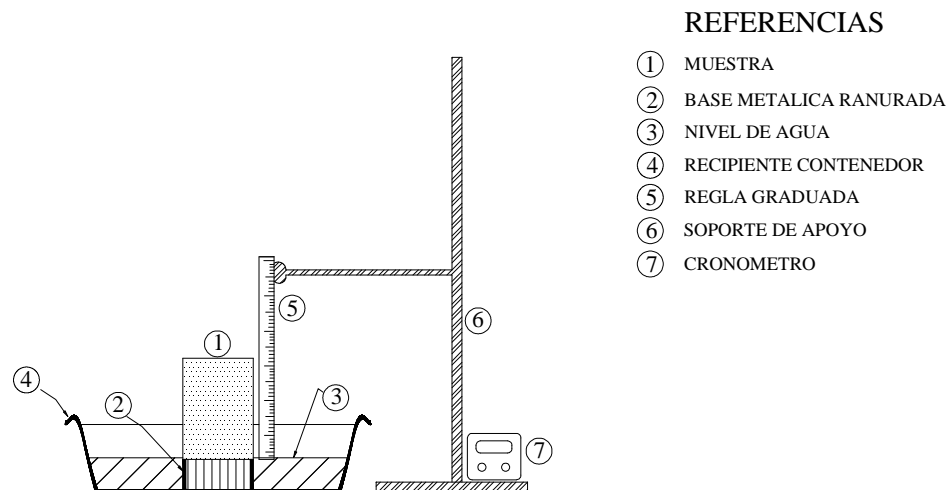


Figura 3.22 Dispositivo de medición de ascenso capilar

La muestra se apoyó sobre la base metálica ranurada y las mediciones del frente de humedad se realizaron mediante el empleo de una regla graduada sostenida de manera vertical próxima a la muestra empleando un soporte lateral. El registro de tiempos se realizó utilizando un cronómetro digital.

3.3.1.4 Infiltrómetro de doble anillo

Los ensayos de infiltración de doble anillo se llevaron a cabo durante 2 meses en las inmediaciones del predio perteneciente al campus de la Universidad Tecnológica Nacional, situada en la zona sudeste de la Ciudad de Córdoba.

El procedimiento de ensayo comenzó con la selección y cercado del área de trabajo utilizando vallas de seguridad como protección circundante para evitar así posibles accidentes. Se elaboró un plano de ubicación de cada celda de medición procediendo luego a la excavación de los pozos cuyas dimensiones fueron de 1m x 1m x 0,55 metros de profundidad (Figura 3.23).



Figura 3.23 Etapa constructiva

El material superficial resultante fue desechado debido a la presencia de numerosas raíces. Posteriormente, a una profundidad entre 3 m y 5 m se extrajo el material limoso y se procedió a realizar ensayos de compactación proctor estándar determinando el peso unitario seco máximo y la humedad de compactación óptima.

Se diseñó la construcción de los terraplenes con diferentes grados de compactación. Se continuó con la ejecución de los mismos compactando cada capa de suelo en el interior de la perforación hasta llegar a nivel superficial. Se procedió a enterrar cada anillo por separado y nivelar sus posiciones finales (Figura 3.24).

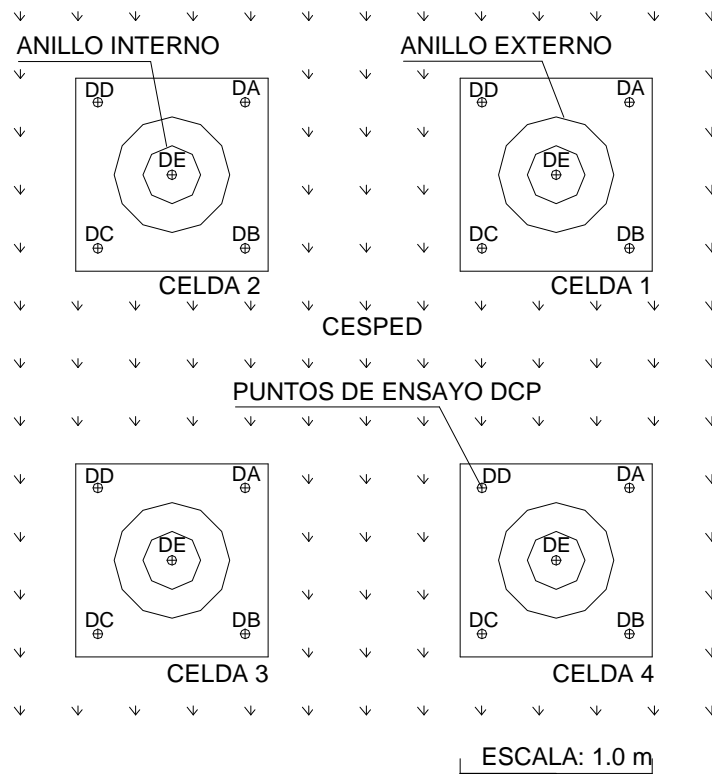


Figura 3.24 Croquis de ubicación de las celdas en el terreno

La Figura 3.25 muestra un detalle de instalación de cada celda. Cada una conformada por dos anillos metálicos dispuestos de manera concéntrica, siendo el anillo menor de 30 cm de diámetro y 60 cm de diámetro el mayor respectivamente. Los mismos fueron enterrados al mismo nivel y a una profundidad cercana a 10 cm respecto de la superficie. El cilindro exterior contó con la presencia de dos orificios laterales, uno correspondiente al punto de suministro (ingreso) y otro al punto de descarga (egreso) del flujo de agua. El sistema se completó empleando bentonita como material sellante entre el anillo externo y el suelo compactado circundante para evitar posibles fugas laterales durante la medición del volumen de infiltración. El uso de dos anillos concéntricos asegura que se evalúe únicamente el movimiento descendente del agua ya que una vez llenos ambos anillos la velocidad de flujo lateral es despreciable frente a la velocidad de flujo vertical.

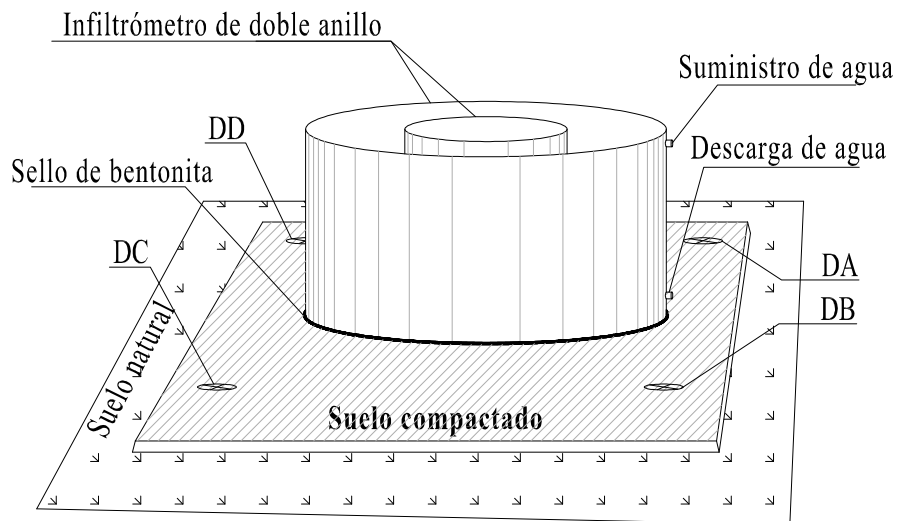


Figura 3.25 Detalle de instalación un infiltrómetro de doble anillo

Finalizada la etapa de instalación y mediante el empleo de agua de red como flujo permeante se procedió al llenado de ambos anillos hasta el nivel deseado (Figura 3.26).



Figura 3.26 Llenado de los anillos concéntricos

Se completó la instalación de cada celda disponiendo sobre ellas cobertores resistentes al agua a los fines de prevenir la distorsión de los resultados obtenidos durante los ensayos de infiltración a causa del efecto de la lluvia y los procesos de evaporación (Figura 3.27).



Figura 3.27 Cobertura de los anillos concéntricos

Los procesos de infiltración no sólo se ejecutaron sobre capas de suelo compactado sino también sobre suelo natural preparando de esta forma la superficie mediante la remoción de la cobertura de césped y raíces.

Cada ensayo de infiltración se inició en estado no saturado. A posteriori, y durante la etapa de infiltración se verificó que el volumen de agua incorporada en función de tiempo fuera constante para lograr la condición de flujo estacionario. Garantizada dicha condición, se dió inicio a una nueva infiltración bajo condiciones de carga hidráulica variable y con una altura de carga igual a 5 cm respecto de la superficie del terraplén. Registrándose los volúmenes de agua infiltrada ocurridos para un lapso de tiempo determinado y mediante la Ecuación 3.5 se calculó la tasa de infiltración I_r , conocida ésta como la velocidad con la que el agua penetra en el suelo a través de su superficie.

$$I_r = \frac{\Delta V(t)}{\Delta t \cdot A} \quad (3.5)$$

Donde, ΔV = incremental de volumen infiltrado en el lapso de tiempo Δt ; Δt = lapso de tiempo; A = área del anillo interno.

Por ser considerados los ensayos de larga duración y a los fines de incluir el efecto de la evaporación sobre ellos se realizó la corrección de los volúmenes de infiltración registrados mediante un factor. Para determinarlo fue necesario instalar un contenedor adicional con el objeto de medir el volumen de agua evaporado en función del tiempo.

3.3.2 Comportamiento mecánico de materiales compactados

3.3.2.1 Ensayo de compresión simple

Este ensayo es ampliamente utilizado por su rapidez y economía y tiene como finalidad la determinación de la resistencia a la compresión simple de una muestra cilíndrica de suelo. Se considera un caso derivado de ensayos triaxiales considerando al esfuerzo principal menor igual a cero, ya que la probeta carece de confinamiento.

La metodología empleada se ejecutó según norma ASTM 2166-00. Se empleó una máquina de compresión universal equipada con celda de carga de 50 kN de capacidad y un comparador digital de 0,001 mm de precisión con recorrido total igual a 12,5 mm.

Las lecturas se registraron cada intervalo de 15 segundos. La tasa de deformación controlada fue igual a 1 mm/min para el caso de muestras de suelo sin adición y mezclas suelo – bentonita (ASTM 2166-00).

Se consideró finalizado un ensayo en el instante de falla de una muestra o bien para lecturas de deformaciones equivalentes al 20% de la altura inicial de la muestra (Figura 3.28).

Posterior a cada ensayo se retiró cuidadosamente cada muestra procediendo a medir utilizando un transportador universal de precisión, el ángulo de falla α definido entre el plano de rotura y el plano horizontal (Figura 3.29).



Figura 3.28 Secuencia de montaje, instante de falla y rotura

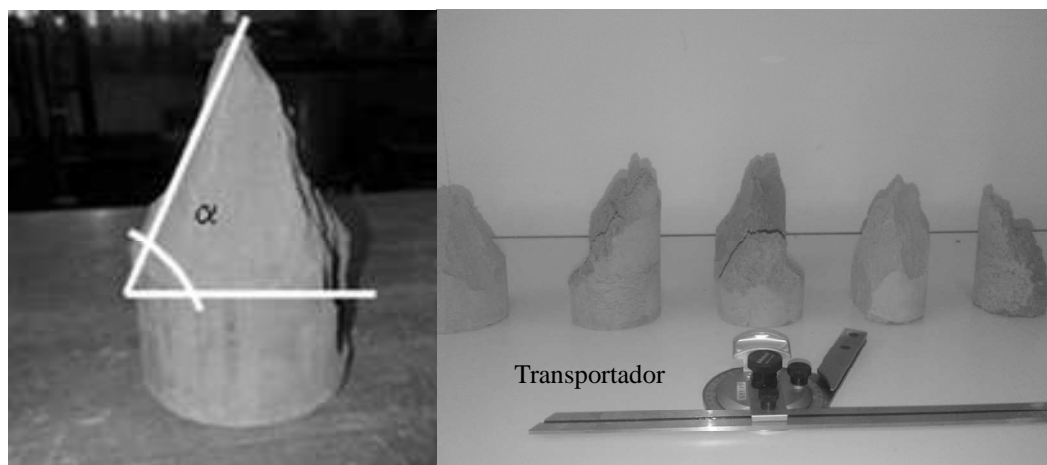


Figura 3.29 Rotura típica tronco-cónica y medición del ángulo α

3.3.3 Acoplamiento hidráulico y mecánico de materiales compactados

3.3.3.1 Ensayo edométrico e infiltración

El acoplamiento del comportamiento hidráulico y mecánico de mezclas con bentonita se estudió mediante el empleo de edómetros de anillo fijo.

Cada edómetro se conformó con una celda metálica de forma cilíndrica vinculada a una base mediante bulones de ajuste. El cierre hermético se logró utilizando un aro de goma. Se dispuso una piedra porosa saturada en el interior de la celda y a continuación cada muestra de ensayo fue compactada en el interior del molde, de manera estática en una sola capa hasta lograr el peso unitario seco deseado. Se completó el ensamble mediante la disposición de una piedra porosa saturada en la parte superior de cada muestra conjuntamente con el plato de carga y su correspondiente rótula (Figura 3.30).

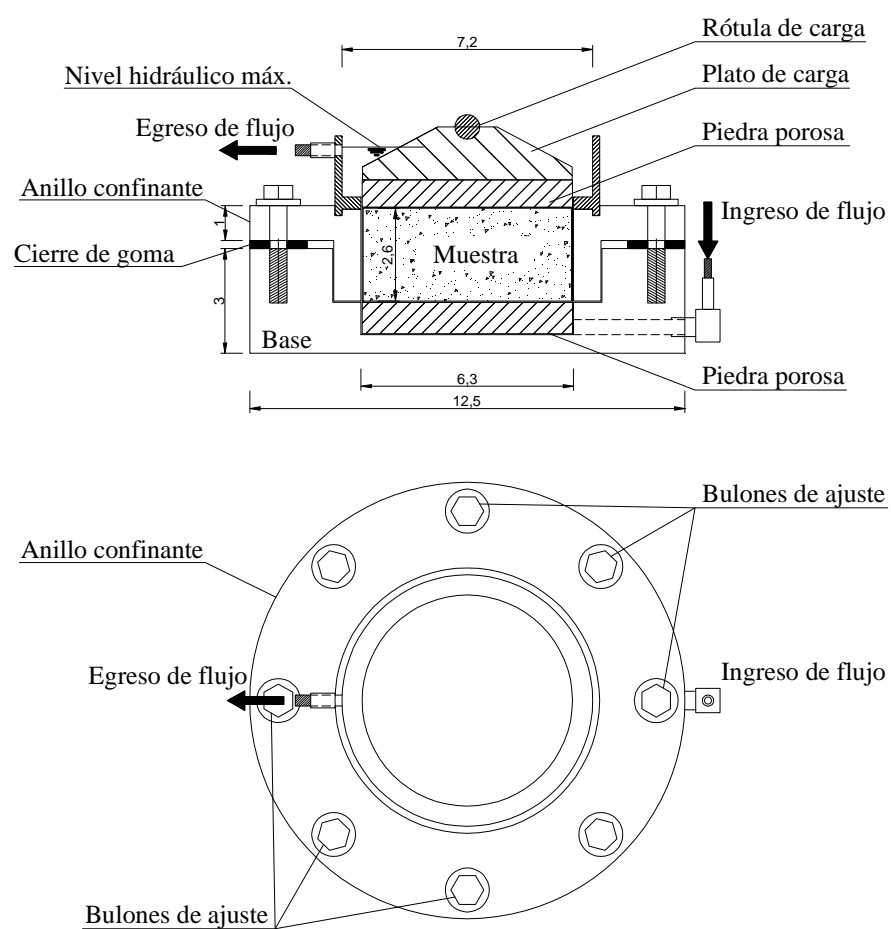


Figura 3.30 Celda edométrica empleada y accesorios

La saturación de las piedras se logró mediante la inmersión durante 24 horas previas al inicio de cada ensayo.

El montaje finalizó adicionando dos buretas graduadas de 100 ml de capacidad conectadas al puerto de entrada y salida de la celda con el fin de registrar el volumen de ingreso y egreso de

fluido permeante. Posteriormente, se procedió a la colocación de la celda en el marco de carga para dar inicio al ensayo edométrico y posterior infiltración.

El procedimiento comenzó con la aplicación del primer nivel de carga equivalente a 13 kPa sobre cada muestra en estado no saturado. Se procedió al registro de la deformación mediante el empleo de un comparador analógico de 0,01 mm de precisión y 30 mm de recorrido total. Estabilizada la lectura de deformación (al final del proceso de consolidación primaria) se dió comienzo a la etapa de saturación en sentido ascendente empleando para ello agua potable de red como fluido permeante. Se registraron los volúmenes de ingreso y egreso de fluido considerando a las muestras saturadas con la estabilización del flujo es decir volumen de ingreso de agua igual al volumen de egreso. Durante el proceso de inundación se continuó con el registro de deformación.

Alcanzada la condición de saturación se inició la etapa de infiltración en sentido ascendente a carga hidráulica variable con el fin de lograr la estimación de la conductividad hidráulica. El gradiente inicial fue igual a 10 según recomendación norma ASTM D 5084-00. Es importante destacar que la eventual posibilidad de evaporación del fluido fue controlada mediante el recubrimiento superficial de la celda con una lámina impermeable de polietileno durante el proceso completo de infiltración.

La secuencia de carga – saturación – determinación de la conductividad hidráulica se repitió de igual manera para cada incremento de carga programado. Los mismos fueron iguales a 13 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 226 kPa, 320 kPa, 476 kPa, 726 kPa y 1333 kPa.

La deformación relativa porcentual se calculó empleando la Ecuación 3.6,

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} 100 \quad (3.6)$$

Dónde: ε = deformación relativa vertical, ΔL = acortamiento de la muestra, L_0 = longitud inicial de la muestra.

3.4 Programa experimental

El programa de ensayos establecidos tuvo por objeto analizar la influencia del grado de compactación y del contenido de bentonita en la respuesta hidráulica - mecánica de los suelos limosos locales. El mismo se dividió en tres etapas de igual importancia.

En la primera etapa se realizaron ensayos de caracterización física, ensayos de compactación y caracterización morfológica mediante empleo de microscopio eléctrico de alta resolución. El estudio del comportamiento hidráulico fue realizado en la segunda etapa del programa experimental contemplando la realización de ensayos de permeabilidad a pared rígida, a pared flexible e infiltración en campo estimando a posteriori los valores de conductividad hidráulica de las mezclas. Se efectuaron ensayos de capilaridad. Por último, en la tercera etapa se analizó en primer lugar el comportamiento mecánico de las mezclas mediante la ejecución de ensayos de compresión simple y en segundo lugar el acoplamiento de ambos comportamientos hidráulico y mecánico mediante la ejecución de ensayos edométricos y permeabilidad de manera conjunta.

3.4.1 Ensayos de caracterización física

En esta primera etapa fueron realizados ensayos de caracterización de los materiales a emplear comprendiendo ensayos de granulometría por vía seca y vía húmeda (ASTM D-422), determinación del peso unitario (ASTM D 7263), ensayos de límites de consistencia (ASTM D 4318) y ensayos de gravedad específica (ASTM D 854).

3.4.2 Ensayos de Compactación

Se realizaron ensayos de compactación proctor estándar (ASTM D 698) sobre muestras de suelo limoso y mezclas con adición de 0%, 3%, 6% y 9% de bentonita, a los fines de obtener los parámetros de compactación como el peso unitario seso máximo γ_{dmax} y la humedad óptima de compactación ω_{opt} .

3.4.3 Comportamiento hidráulico de materiales compactados

3.4.3.1 Permeabilidad a pared rígida

La permeabilidad a pared rígida se ejecutó en muestras sin adición de bentonita considerando la influencia del peso unitario seco γ_d . El rango de análisis de γ_d fue entre 12,5 kN/m³ y 16,5 kN/m³. El rango de humedad de moldeo teórico fue igual a 18 % +/- 1% siendo próximo al valor óptimo según ensayo de compactación Proctor.

Inicialmente, el suelo fue secado en estufa a 105 ° C +/- 5 ° C durante 24 horas.

Las muestras cilíndricas, cuyas medidas fueron 5 cm de diámetro y 10 cm de alto; se construyeron mediante la modalidad de compactación estática utilizando una máquina de compresión universal compactando en tres capas de igual espesor procurando a la vez una adecuada escarificación entre las mismas.

La codificación de cada muestra se realizó utilizando la letra “S” en referencia a suelo sin adición de bentonita, la letra “R” correspondiente a ensayos de infiltración a pared rígida y tercero un número indicativo del grado de compactación obtenido. Cabe aclarar que “0” representa un peso unitario seco teórico igual a 12,5 kN/m³, “1” igual a 13,5 kN/m³, “2” igual a 14 kN/m³, “3” igual a 14,5 kN/m³ y finalmente “4” un valor igual a 16,5 kN/m³. En la Tabla 3.4 se exponen las muestras remoldeadas y compactadas para su uso.

Tabla 3.4 Muestras remoldeadas para ensayos de infiltración a pared rígida

Muestra	Bentonita (%)	γ_d (kN/m ³)	ω_1 (%)	S_i (%)	n_i	e
SR0	0	12,60	17,00	40,20	0,53	1,04
SR1		13,60	17,00	46,60	0,49	0,90
SR2		13,90	17,00	48,80	0,48	0,86
SR3		14,40	17,00	53,30	0,46	0,85
SR4		16,20	17,00	71,00	0,39	0,63

Referencias: γ_d = peso unitario seco experimental, ω_1 = humedad de compactación (humedad inicial de ensayo) S_i = grado de saturación inicial, n_i = porosidad inicial
e = relación de vacíos

3.4.3.2 Permeabilidad a pared flexible

La permeabilidad a pared flexible se llevo a cabo en muestras sin adición de bentonita y mezclas suelo – bentonita considerando la influencia del contenido de bentonita y el peso unitario seco de la muestra. El rango de estudio en relación a la adición fue variable entre 0% y 9% con incremento de 3% mientras que el rango de variación del peso unitario seco fue 13 kN/m³ y 17 kN/m³ con un incremento de 1 kN/m³. El contenido de humedad de moldeo fue igual a 20% +/- 2% con el fin de lograr muestras con valores de humedad cercanos al contenido óptimo de referencia para suelo local.

Inicialmente, los materiales empleados fueron secados en estufa a 105 °C +/- 5 °C durante 24 horas.

Las probetas cilíndricas, cuyas medidas fueron 7 cm de diámetro por 14 cm de alto; fueron construidas mediante compactación estática empleando una máquina de compresión universal. Se remoldearon en tres capas de igual espesor procurando una adecuada escarificación entre capa y capa. Un extractor hidráulico de 15 tn de capacidad fue utilizado para la etapa de desmolde. Posteriormente, cada muestra fue conservada en bolsas con cierre hermético a los fines de conservar su humedad hasta el momento de inicio del ensayo. La Tabla 3.5 expone la batería de muestras ensayadas.

En relación a la nomenclatura, se empleó la letra “S” para mezclas sin adición de bentonita, la letra “B” muestras con bentonita, la letra “F” correspondiente a ensayos de infiltración a pared flexible y dos números indicativos: el primero referente al contenido de adición, donde el valor “0” corresponde a 0% de adición, el valor “1” a 3%, el valor “2” a 6% y el valor “3” a 9%, mientras que el segundo representa el peso unitario seco, donde “0” representa un γ_d teórico igual a 13 kN/m³, “1” igual a 14 kN/m³, “2” igual a 15 kN/m³, “3” igual a 16 kN/m³ y finalmente “4” igual a 17 kN/m³.

Tabla 3.5 Mezclas remoldeadas para ensayos de permeabilidad a pared flexible

Muestra	Bentonita (%)	γ_d (kN/m ³)	ω_1 (%)	S_i (%)	n_i	e
SF0-0	0	12,90	20,00	49,80	0,52	1,08
SF0-1		13,90	18,80	55,00	0,48	0,92
SF0-2		15,00	17,70	60,00	0,44	0,79
SF0-3		15,90	17,60	68,90	0,41	0,69
SF0-4		16,40	18,00	76,20	0,39	0,64
SBF 1-0	3	12,80	21,50	52,50	0,52	1,08
SBF 1-1		14,10	20,30	60,90	0,47	0,89
SBF 1-2		14,80	19,70	65,60	0,45	0,82
SBF 1-3		15,70	18,90	71,30	0,42	0,72
SBF 1-4		16,40	18,10	88,30	0,35	0,54
SBF 2-0	6	12,70	21,00	50,70	0,53	1,13
SBF 2-1		14,00	18,80	55,70	0,47	0,89
SBF 2-2		14,80	19,40	64,40	0,45	0,82
SBF 2-3		15,90	20,60	80,40	0,41	0,69
SBF 2-4		16,10	21,20	86,40	0,40	0,67
SBF 3-0	9	12,90	22,10	55,00	0,52	1,08
SBF 3-1		13,60	22,00	61,00	0,49	0,96
SBF 3-2		14,90	20,80	69,50	0,45	0,82
SBF 3-3		15,90	21,30	82,50	0,41	0,69
SBF 3-4		16,40	20,90	92,30	0,39	0,64

Referencias: γ_d = peso unitario seco, ω_1 = humedad de compactación, S_i = grado de saturación al inicio de cada ensayo, n_i = porosidad inicial, e = relación de vacíos

3.4.3.3 Capilaridad

Se estudió el avance del frente húmedo en función del tiempo considerando la influencia del contenido de bentonita y el peso unitario seco de cada muestra. El rango de estudio en relación al contenido de bentonita fue variable entre 0% y 9% con incremento de 3% mientras que el rango del peso unitario seco estudiado fue entre 13 kN/m³ y 17 kN/m³ con un incremento de 1 kN/m³.

Se remoldearon probetas de suelo sin adición y con adición de bentonita compactadas estáticamente en tres capas de igual espesor mediante el empleo de una máquina de compresión universal. Un extractor hidráulico de 15 tn de capacidad fue utilizado para la etapa de desmolde.

La humedad de moldeo fue igual a 20% +/- 2% siendo estos valores próximos al contenido óptimo de humedad de compactación del suelo local.

Las muestras fueron codificadas empleando para ello la letra “S” en referencia a suelo sin adición de bentonita, la letra “B” representativa de la bentonita, las letras “AC” correspondiente a ensayos de ascenso capilar y el empleo de dos números indicativos, el primero en relación al contenido de bentonita donde “0” corresponde a 0% de adición, “1” a 3%, “2” a 6% y “3” a 9%. Mientras que el segundo seguido de un guión representa el peso unitario seco, donde “1” representa 14 kN/m^3 , “2” igual a 15 kN/m^3 , “3” igual a 16 kN/m^3 y finalmente “4” igual a 17 kN/m^3 . La Tabla 3.6 muestra las probetas construidas en laboratorio.

Tabla 3.6 Mezclas remoldeadas para ensayos de capilaridad

Muestra	Bentonita (%)	γ_d (kN/m^3)	ω_1 (%)
SAC 0-1	0	14,10	19,10
SAC 0-2		15,00	21,35
SAC 0-3		16,40	14,89
SAC 0-4		17,10	18,42
SBAC 1-1	3	14,10	18,72
SBAC 1-2		15,60	17,87
SBAC 1-3		15,80	19,30
SBAC 1-4		16,80	18,54
SBAC 2-1	6	14,10	17,82
SBAC 2-2		15,40	18,20
SBAC 2-3		15,70	20,07
SBAC 2-4		17,40	17,61
SBAC 3-1	9	14,10	18,66
SBAC 3-2		15,20	18,70
SBAC 3-3		16,20	18,08
SBAC 3-4		17,30	18,79

Referencias: γ_d = peso unitario seco, ω_1 = humedad de compactación

3.4.3.4 Infiltrómetro de doble anillo

Para caracterizar el comportamiento hidráulico en campo del suelo local sin adición de bentonita se planteó como variable la influencia del peso unitario seco. Se estableció un rango de estudio variable entre 13 kN/m^3 y 17 kN/m^3 con un incremento igual a 1 kN/m^3 .

El material limoso empleado fue extraído a partir de excavaciones realizadas en el sitio, entre 3 y 5 metros de profundidad de modo de evitar la contaminación del mismo con impurezas.

Fue preparado cuidadosamente eliminando la presencia de terrones y adicionándole la cantidad de agua necesaria para lograr la humedad de compactación óptima igual a 19%.

Posteriormente, se llevó a cabo la construcción de cuatro terraplenes en el interior de cada pozo de excavación controlando las condiciones de compactación.

El método de compactación empleado fue dinámico mediante golpes lo cual permitió aplicar la cantidad de impactos deseados sobre cada capa de suelo dando como resultado diferentes pesos unitarios secos γ_d . Se controló la densidad realizando ensayos de peso unitario in situ al mismo tiempo que se auscultó de manera simple y expeditiva la uniformidad de la compactación lograda en cada capa del terraplén utilizando un Cono Dinámico de Penetración o DCP (ASTM D6951). Este ensayo que emplea un equipo liviano y manual (Figura 3.31) correlaciona el cambio de profundidad que experimenta una punta metálica ante la aplicación de una cantidad de energía específica otorgada al material compactado a través del impacto de una masa de 8 kg desde una altura establecida. Los puntos de sondeo evaluados fueron cuatro dispuestos en cada extremo del área de cada terraplén (Figura 3.31). En la Tabla 3.7 se exponen los valores de peso unitario seco experimentales para cada celda de estudio.



Figura 3.31 Ensayo DCP (celda 2)

Tabla 3.7 Pesos unitarios secos en campo

Celda	γ_d (kN/m ³)	$\gamma_d / \gamma_{d \max}$ (%)
1	13,30	79
2	15,80	94
3	14,50	86
4	15,20	90

Referencias: γ_d = peso unitario seco experimental, $\gamma_{d \max} = 16,8$ kN/m³
correspondiente al peso unitario seco máximo obtenido mediante
ensayo proctor sobre suelo natural

3.4.4 Comportamiento mecánico de materiales compactados

3.4.4.1 Ensayo de Compresión simple

Se estudió el comportamiento mecánico en muestras sin adición de bentonita y mezclas suelo –bentonita. Se planificó la construcción de dos baterías de ensayo. Se analizó la influencia del peso unitario seco γ_d y el contenido de bentonita incorporado a las mezclas. La adición de bentonita fue variable entre 0% y 9% con un incremento de 3% mientras que el peso unitario seco γ_d fue variable entre 13 kN/m³ y 17 kN/m³ con incremento de 1 kN/m³.

Inicialmente el material empleado fue secado en estufa a 105 °C +/- 5 °C durante 24 horas. La humedad de moldeo fue igual a 19 % +/- 1%.

Las muestras fueron compactadas estáticamente en tres capas de igual espesor procurando una adecuada escarificación entre capa y capa empleando moldes metálicos de 0,05 m de diámetro y 0,10 m de alto.

Finalizada la compactación las muestras fueron desmoldadas y montadas inmediatamente en la máquina de compresión universal para dar inicio a los ensayos de compresión.

En relación a la nomenclatura, se designó la letra “S” en referencia al suelo local, la letra “CS” correspondiente a ensayos de compresión simple, la letra “B” a la presencia de bentonita. Se agregó además una identificación numérica donde “0” correspondió a muestras sin adición, “1” con 3% de adición, “2” con 6% de adición y “3” con 9% de adición.

Un segundo número indicó el grado de compactación obtenido donde “0” representó a γ_d teórico = 13 kN/m³, “1” a 14 kN/m³, “2” igual a 15 kN/m³, “3” igual a 16 kN/m³ y finalmente “4” igual a 17 kN/m³. La Tabla 3.8 expone las muestras elaboradas.

Tabla 3.8 Mezclas elaboradas para ensayos de compresión simple

Muestra	Bentonita (%)	γ_d (kN/m ³)	ω (%)
SCS 0-0	0	13,10	18,74
SCS 0-1		13,70	19,98
SCS 0-2		14,90	19,72
SCS 0-3		15,70	19,64
SCS 0-4		16,50	19,89
SBCS 1-0	3	12,80	18,16
SBCS 1-1		14,00	18,95
SBCS 1-2		14,80	20,53
SBCS 1-3		15,90	18,06
SBCS 1-4		16,50	19,31
SBCS 2-0	6	13,50	18,22
SBCS 2-1		14,00	20,49
SBCS 2-2		14,80	19,63
SBCS 2-3		15,80	19,85
SBCS 2-4		16,50	18,59
SBCS 3-0	9	12,70	19,60
SBCS 3-1		14,00	18,93
SBCS 3-2		14,90	19,30
SBCS 3-3		15,80	19,18
SBCS 3-4		16,70	20,22

Referencias: γ_d = peso unitario seco experimental

ω_1 = humedad de compactación (humedad inicial de ensayo)

3.4.5 Acoplamiento hidráulico y mecánico de materiales compactados

3.4.5.1 Ensayo edométrico e infiltración

Se estudió la influencia del contenido de bentonita y del grado de compactación inicial sobre la respuesta hidráulica y mecánica de muestras sometidas a incremento de presión vertical con restricción completa de la deformación lateral. El rango de estudio de la adición de bentonita

fue entre 0% y 9% con incremento de 3% mientras que el peso unitario seco γ_d inicial fue variable entre 13 kN/m^3 y 15 kN/m^3 con incremento de 1 kN/m^3 . La humedad de moldeo fue igual a 20% +/- 2%.

Inicialmente, los materiales empleados fueron secados en estufa a $105 \text{ }^\circ\text{C} \pm 5 \text{ }^\circ\text{C}$ durante 24 horas. Posteriormente, se elaboraron las mezclas las cuales fueron conservadas en bolsas con cierre hermético para mantener de manera estable su humedad. A continuación, las probetas fueron construidas, de manera estática en una sola capa; en el interior de la celda edométrica controlando al finalizar el proceso cada peso unitario seco logrado. La Tabla 3.9 expone las probetas elaboradas y ensayadas cada una de ellas con su correspondiente nomenclatura.

Tabla 3.9 Muestras elaboradas para ensayos de carga e infiltración

Muestra	Bentonita (%)	γ_d (kN/m^3)	ω_1 (%)	S_i (%)	n_i	e
SCEI 0-0	0	13,10	18,30	46,93	0,51	1,04
SCEI 0-1		14,10	19,00	56,60	0,47	0,89
SCEI 0-2		15,00	17,60	60,00	0,44	0,79
SBCEI 1-0	3	13,20	20,20	52,52	0,51	1,04
SBCEI 1-1		14,30	19,50	59,85	0,47	0,89
SBCEI 1-2		14,90	20,30	68,05	0,44	0,79
SBCEI 2-0	6	13,00	23,00	58,12	0,51	1,04
SBCEI 2-1		14,10	17,80	52,84	0,47	0,89
SBCEI 2-2		15,30	18,10	64,50	0,43	0,75
SBCEI 3-0	9	12,50	20,50	48,11	0,53	1,13
SBCEI 3-1		13,30	21,50	56,64	0,50	1,00
SBCEI 3-2		14,90	19,00	63,88	0,44	0,79

Referencias: γ_d = peso unitario seco, ω = humedad de compactación, S_i = grado de saturación al inicio de cada ensayo, n_i = porosidad inicial, e = relación de vacíos

La letra “S” representa al suelo sin adición de bentonita, la letra “B” la bentonita y las letras “CEI” correspondiente a ensayos de compresión edométrica e infiltración. Se emplearon dos números indicativos siendo el primero correspondiente al contenido de bentonita variando desde “0” que corresponde a 0% de adición, “1” a 3%, “2” a 6% hasta “3” equivalente a 9% y el segundo número seguido de un guión correspondiente al peso unitario seco variando desde “0” que representa un peso unitario seco teórico igual a 13 kN/m^3 , “1” a 14 kN/m^3 hasta “2” igual a 15 kN/m^3 .

CAPITULO 4

COMPORTAMIENTO HIDRAULICO

4.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados, análisis y discusión referidos al comportamiento hidráulico de las mezclas compactadas. Se identifican las curvas de infiltración y el cálculo de los valores de conductividad hidráulica saturada para cada mezcla ensayada. Se exponen las observaciones y registros de avance del frente húmedo en relación al fenómeno de capilaridad. Se identificaron las curvas de infiltración de cada terraplén de prueba en campo y su correspondiente valor de conductividad hidráulica. Se proponen modelos para hallar la infiltración en campo y laboratorio. El modelo propuesto en base ecuación de Kozeny-Carman para la estimación de la conductividad hidráulica saturada está planteado en función del contenido de bentonita y grado de compactación de las mezclas.

4.2 Comportamiento hidráulico de materiales compactados en laboratorio

4.2.1 Permeabilidad a pared rígida

La conductividad hidráulica del material limoso se estudió considerando la ejecución de ensayos de permeabilidad a pared rígida. En este punto se analizó la variación de la respuesta hidráulica de muestras limosas con diferentes pesos unitarios secos. La evaluación de la influencia de la incorporación de bentonita no se realizó debido a la incertidumbre que presenta el método en garantizar una saturación completa para el caso de mezclas limo-bentonita.

Los resultados se presentan en la Figura 4.1 donde se muestra la variación de la infiltración en función del tiempo. Cada curva representa un grado de compactación diferente.

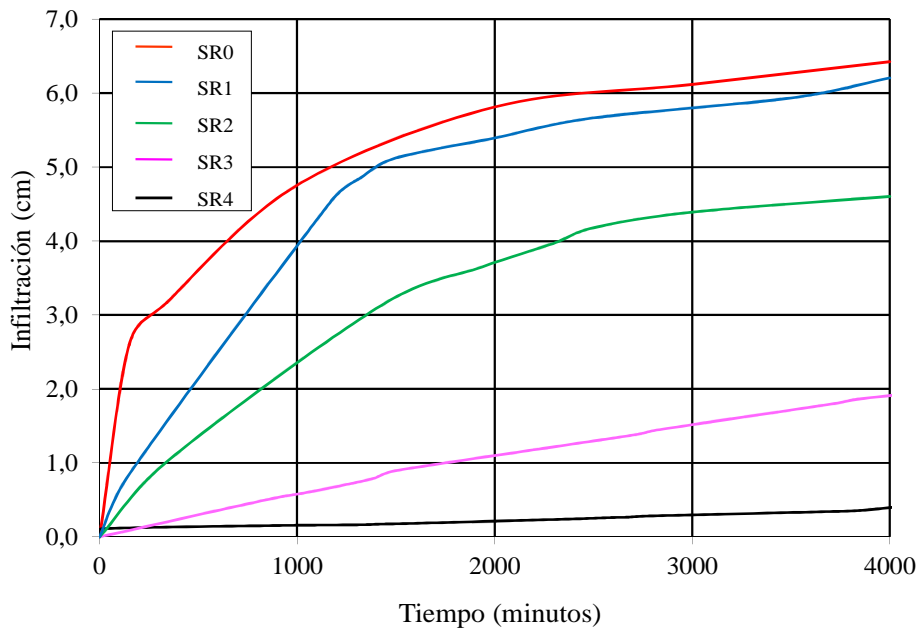


Figura 4.1 Infiltración a pared rígida en suelo limoso

Se observa una marcada disminución de la infiltración en relación al incremento del peso unitario seco. Esto demuestra que el aumento del grado de compactación en muestras de suelo limoso moldeadas con humedades próximas al valor óptimo provoca una reducción del tamaño de poros dando origen a una fábrica más cerrada y menos permeable respecto de una fábrica con presencia de poros de mayor tamaño.

Otra conclusión importante fue el incremento notable de la pendiente de la recta tangente sobre el tramo inicial de cada curva con respecto al aumento de la porosidad. De esta forma la respuesta hidráulica resulta ser sensible a la variación del peso unitario seco de las mezclas.

En general las probetas manifestaron diferentes tiempos para los cuales se alcanzó la estabilización del volumen de fluido siendo mayor los mismos con el incremento del peso unitario seco. Esto se atribuye a la mayor densidad de la fábrica como resultado de la compactación.

Los valores de conductividad hidráulica k (m/s) obtenidos para cada muestra se presentan en la Tabla 4.2 donde γ_d corresponde al peso unitario seco y ω_1 a la humedad de moldeo.

Tabla 4.2 Resultados de conductividad hidráulica del suelo local compactado a pared rígida

Muestra	Bentonita (%)	γ_d (kN/m ³)	ω_1 (%)	k (m/sec)
SR0	0	12,60	17,00	2,50E-07
SR1		13,60	17,00	5,60E-08
SR2		13,90	17,00	3,10E-08
SR3		14,40	17,00	4,10E-09
SR4		16,20	17,00	5,90E-10

La Figura 4.2 compara los resultados obtenidos respecto de los reportados por autores locales (Aiassa et al 2009; Aiassa et al, 2010) en función de la relación de vacíos e . La comparativa fue posible considerando métodos de compactación, humedad de moldeo, equipo y técnica de infiltración en condiciones similares.

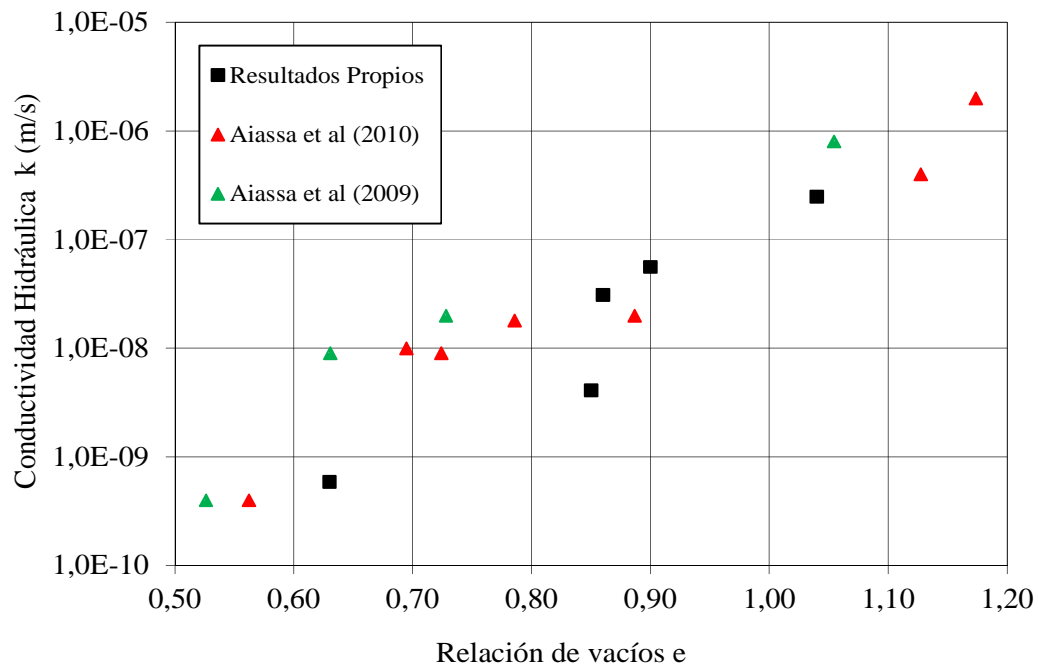


Figura 4.2 Conductividad hidráulica de suelos limosos compactados

En general se puede apreciar que los valores de conductividad hidráulica disminuyen casi dos órdenes y medio de magnitud en función del incremento del peso unitario seco expresado en término de la relación de vacíos. La tendencia de comportamiento se manifestó lineal.

Se observó que solo aquellas muestras compactadas en rama seca cuyo $\gamma_d > 16,20 \text{ kN/m}^3$ ($e < 0,63$) y humedad de moldeo entre 17% y 18 % registraron valores de conductividad hidráulica menor a $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$.

Respecto del total de los valores de conductividad hidráulica saturada expuestos en la Figura 4.2 solo el 18,75 % cumplió con el valor hidráulico admisible dispuesto por US EPA para barreras compactadas construidas en rellenos sanitarios. De este modo, se verifica la necesidad de adición de bentonita en el suelo limoso local con el fin de alcanzar la conductividad hidráulica admisible requerida ($k = 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$) para ser considerado materia prima en la construcción de barreras para rellenos sanitarios.

4.2.2 Permeabilidad a pared flexible

En este trabajo los resultados obtenidos permitieron caracterizar la respuesta hidráulica de mezclas con diferentes contenidos de bentonita y grados de compactación.

4.2.2.1 Curvas de Infiltración

Las Figuras 4.3, 4.4 y 4.5 muestran las curvas de infiltración obtenidas a partir del empleo de la Ecuación 3.1, para las mezclas ensayadas.

En la Figura 4.3 se observa en muestras compactadas con γ_d igual a 13 kN/m^3 una reducción del 60% en los valores de infiltración obtenidos comparando mezclas sin adición respecto aquellas con 9% de bentonita mientras que la Figura 4.4 muestra una diferencia menor a 53% en muestras compactadas con $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$.

La Figura 4.5 en cambio muestra que para mezclas compactadas con γ_d superiores a 16 kN/m^3 e incorporación de 9% de bentonita la infiltración se redujo un 75% respecto del material limoso sin adición.

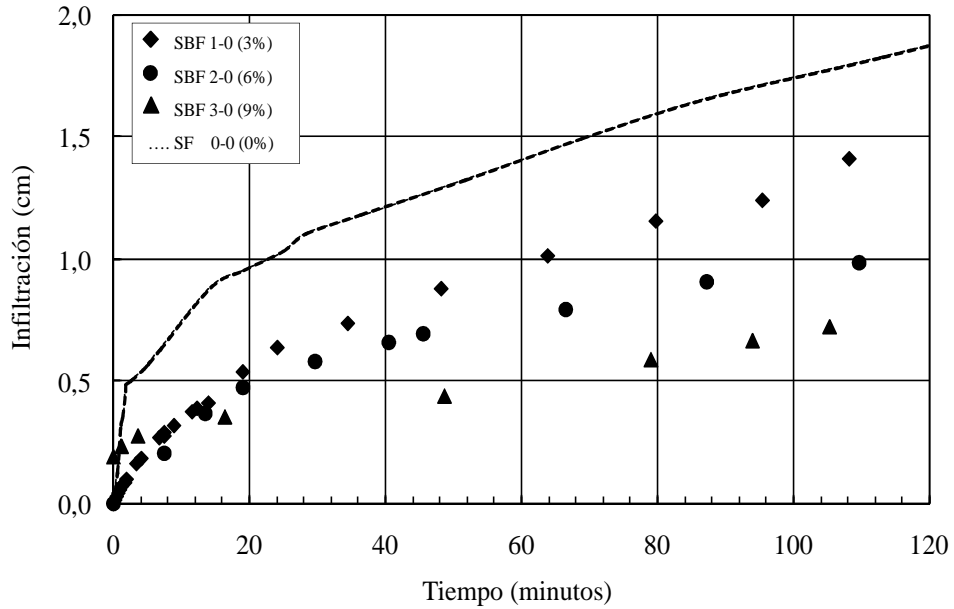


Figura 4.3 Infiltración en mezclas compactadas ($\gamma_d=13 \text{ kN/m}^3$)

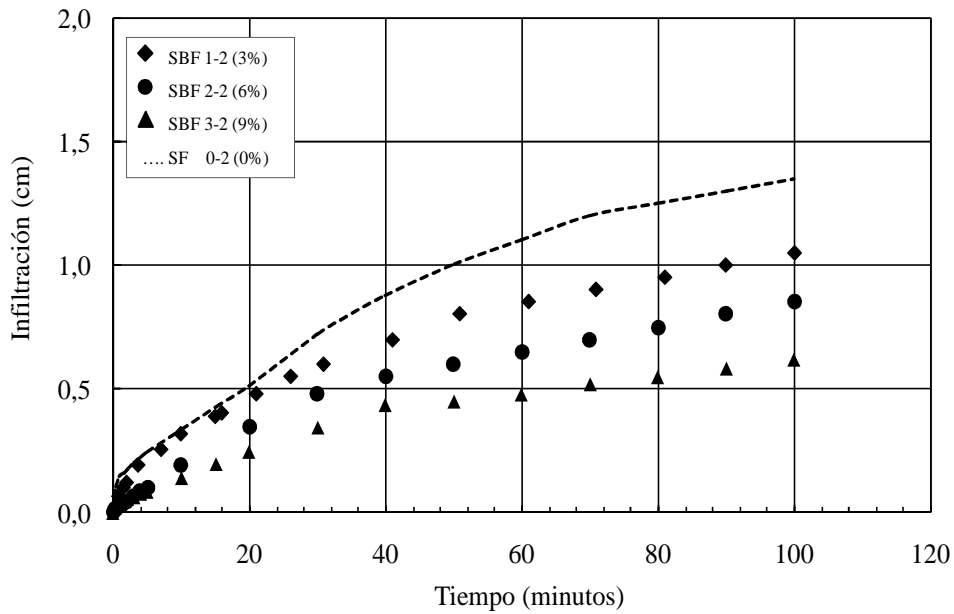


Figura 4.4 Infiltración en mezclas compactadas ($\gamma_d=15 \text{ kN/m}^3$)

Para el caso de mezclas compactadas con γ_d próximo a 17 kN/m^3 se manifestó una reducción de 65% de la tasa de infiltración en mezclas con 9% de bentonita respecto de aquellas sin adición (Figura 4.6).

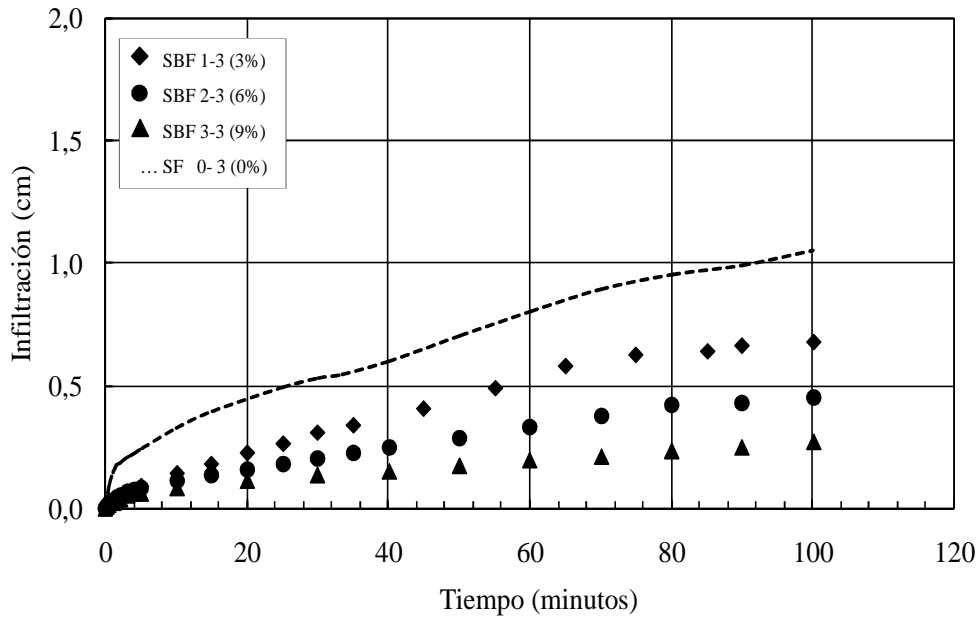


Figura 4.5 Infiltración en mezclas compactadas ($\gamma_d=16 \text{ kN/m}^3$)

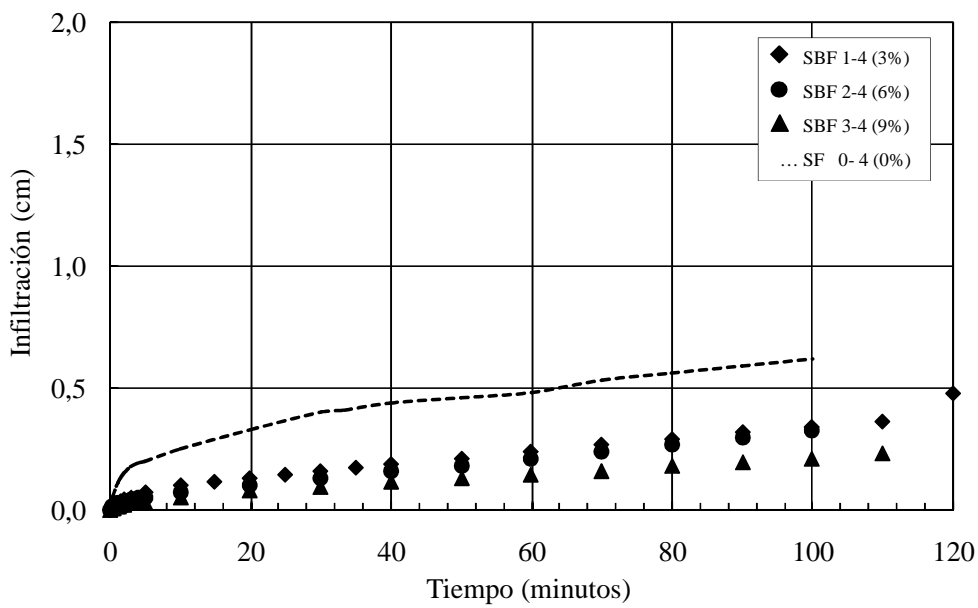


Figura 4.6 Infiltración en mezclas compactadas ($\gamma_d=17 \text{ kN/m}^3$)

En general se observa una reducción de los valores de infiltración con respecto al incremento del peso unitario seco.

Se destaca la menor influencia de adición de bentonita respecto del incremento del grado de compactación sin embargo ambos reducen de manera significativa los valores obtenidos. La tendencia de comportamiento se manifestó de manera clara en muestras más densas (γ_d mayores a 15 kN/m^3).

Si se analiza la tasa de infiltración obtenida en mezclas de suelo sin bentonita y compactadas a diferentes grados de compactación (γ_d igual a 13 kN/m^3 y γ_d igual a $16,5 \text{ kN/m}^3$) se observa que la mayor reducción se logró en mezclas más compactas con γ_d superior a $16,5 \text{ kN/m}^3$.

La incorporación de 9% de bentonita en dichas mezclas solo provocó una reducción adicional igual a 37%. Ambas reducciones dieron como resultado un 88% de disminución de los valores de infiltración. Se infiere que estos resultados fueron posibles debido a las condiciones controladas de compactación en laboratorio conjuntamente con el empleo de 9% de bentonita (Figura 4.7).

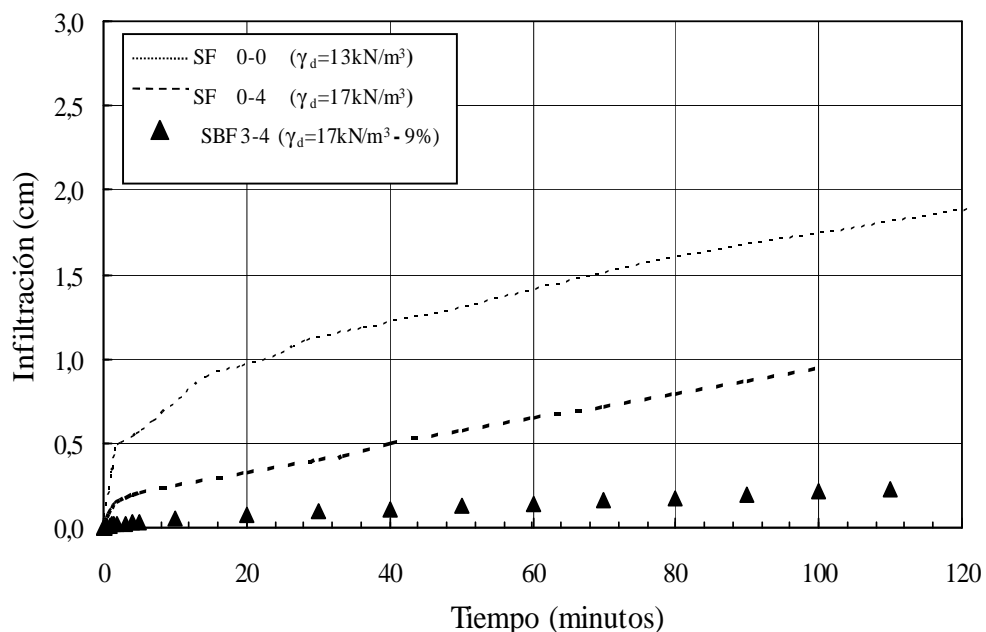


Figura 4.7 Infiltración en mezclas sin adición y mezclas suelo - bentonita al 9%

4.2.2.2 Conductividad hidráulica de mezclas compactadas

Verificada la condición de estabilización del flujo y grado de saturación para cada muestra se procedió a la estimación de la conductividad hidráulica saturada empleando la Ecuación 3.3.

Los resultados se muestran en la Tabla 4.3, donde se observa en general una disminución de los valores de conductividad hidráulica k en función del incremento del peso unitario seco y del contenido de adición de cada muestra.

Desde un punto de vista microscópico, el tipo de fábrica y la disposición de los vacíos en una mezcla influyeron en el valor de la conductividad hidráulica k (Nagaraj, 1993, Botwell y Hedges, 1989). La Figura 4.8 muestra la variación de la conductividad hidráulica k en función de la relación de vacíos “ e ”. Se manifestó una reducción de k en relación a la disminución de vacíos existentes.

Tabla 4.3 Resultados de conductividad hidráulica k de mezclas compactadas a pared flexible

Muestra	Bentonita (%)	γ_d (kN/m ³)	ω_1 (%)	S_i (%)	n_i	e	k (m/seg)
SF0-0	0	12,90	20,00	49,80	0,52	1,08	5,96E-07
SF0-1		13,90	18,80	55,00	0,48	0,92	5,80E-07
SF0-2		15,00	17,70	60,00	0,44	0,79	2,00E-07
SF0-3		15,90	17,60	68,90	0,41	0,69	9,49E-08
SF0-4		16,40	18,00	76,20	0,39	0,64	9,04E-09
SBF 1-0	3	12,80	21,50	52,50	0,52	1,08	4,39E-07
SBF 1-1		14,10	20,30	60,90	0,47	0,89	2,40E-07
SBF 1-2		14,80	19,70	65,60	0,45	0,82	2,10E-07
SBF 1-3		15,70	18,90	71,30	0,42	0,72	2,19E-08
SBF 1-4		16,40	18,10	88,30	0,35	0,54	6,71E-09
SBF 2-0	6	12,70	21,00	50,70	0,53	1,13	3,51E-07
SBF 2-1		14,00	18,80	55,70	0,47	0,89	1,83E-07
SBF 2-2		14,80	19,40	64,40	0,45	0,82	1,77E-07
SBF 2-3		15,90	20,60	80,40	0,41	0,69	2,12E-08
SBF 2-4		16,10	21,20	86,40	0,40	0,67	2,08E-09
SBF 3-0	9	12,90	22,10	55,00	0,52	1,08	3,41E-07
SBF 3-1		13,60	22,00	61,00	0,49	0,96	1,73E-07
SBF 3-2		14,90	20,80	69,50	0,45	0,82	1,41E-07
SBF 3-3		15,90	21,30	82,50	0,41	0,69	1,73E-08
SBF 3-4		16,40	20,90	92,30	0,39	0,64	2,03E-09

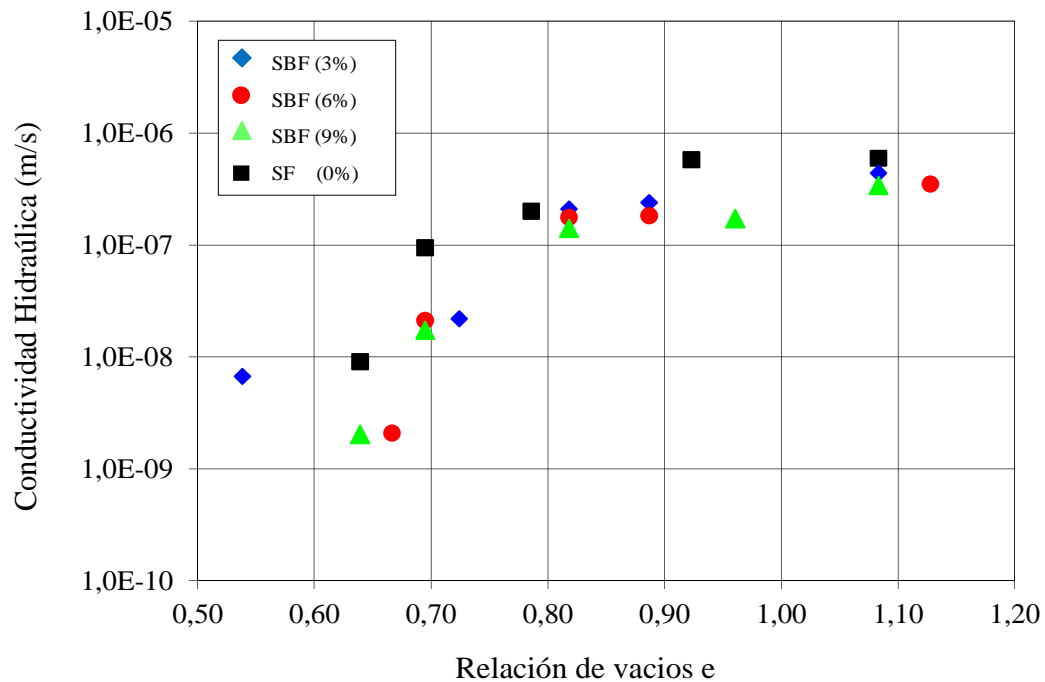


Figura 4.8 Conductividad Hidráulica en mezclas compactadas

Se infiere que esta tendencia de comportamiento es debido a la incorporación de arcilla de carácter expansivo cuyo proceso de hidratación en presencia de agua propició la formación de la doble capa difusa influyendo en el desempeño hidráulico del suelo local. Misma respuesta obtuvieron Lambe (1954), Mesri y Olson (1971), D'Appolonia (1980), Daniel (1987), Kenney et. al. (1982), Benson et. al. (1994) y autores locales como Francisca et al (1998), Aiassa (2006), Nieva y Francisca (2007) y Aiassa y Arrúa (2010).

Es importante destacar que este comportamiento puede ser fundamentado debido al conocimiento de la ausencia de sales o compuestos orgánicos presentes en la composición química del fluido permeante empleado en este trabajo. La existencia de sales como así también de compuestos orgánicos en la composición química de un fluido provoca una alteración en el desarrollo del espesor de la doble capa difusa debido a la interacción fluido – partícula lo cual conlleva a la distorsión del valor de conductividad hidráulica en una mezcla. El factor anterior mencionado como así también la influencia de la mineralogía deben ser considerados en la evaluación de aptitud del material para su empleo en barreras de rellenos sanitarios (Montoro y Francisca, 2010).

Por otro lado, si bien es conocido que compactar suelos con adición de material fino particularmente en rama húmeda da como resultado una fábrica más dispersa y de menor conductividad hidráulica, los resultados obtenidos demostraron que aun compactando las mezclas con bentonita del lado seco de la curva de compactación Proctor también se logró una reducción de la conductividad hidráulica k . El control de flujo fue posible a través de la modificación de forma y conectividad de los microporos (Acar y Oliveri, 1990; Benson et. al., 1994 y Benson y Trast, 1995). Autores como Chapuis (1990), Chapuis (2002), Chapuis et al (1992) y Haug and Wong (1992), Aiassa y Arrúa (2010) obtuvieron similares resultados reportando la misma disminución de k cercana al orden de magnitud para muestras con adición de 5% de bentonita y compactadas en rama seca.

En relación a la influencia del contenido de bentonita si bien se detectó en todos los casos la disminución de los valores de conductividad en función del aumento del contenido de finos incorporado, se observó además que para mezclas compactadas con γ_d entre 13 kN/m^3 y 15 kN/m^3 el cambio en la conductividad fue menor a un orden de magnitud mientras que para mezclas con γ_d superior a 15 kN/m^3 se registraron cambios en un orden de magnitud. La Figura 4.9 muestra el comportamiento observado. La disminución de k se fundamenta en la elevada capacidad de hinchamiento de la bentonita y la posibilidad de retrasar el desplazamiento de fluido a través de los poros de una muestra. El cambio de la conductividad hidráulica para mezclas con adición de bentonita se manifiesta mayor con el incremento del peso unitario seco posiblemente debido a la mayor densidad de empaquetamiento como resultado de la compactación lo cual podría estar influyendo principalmente en la respuesta de hinchamiento de la arcilla. Queda de manifiesto en la Figura 4.9 que la bentonita en condiciones de mayor grado de compactación otorga mejores resultados.

Otra forma de analizar los resultados fue considerando la influencia de la microestructura y compactación relativa en la conductividad hidráulica de las mezclas.

Nieva y Francisca (2007) identificaron la existencia de tres zonas relacionadas al tipo de microestructura posible en una muestra de suelo y dos tendencias valores de conductividad hidráulica, una superior y otra inferior actuando ambas como límites en el desempeño hidráulico de los suelos locales en estado compactado. Tales límites se visualizan en líneas de trazos discontinuos como se observan en la Figura 4.10.

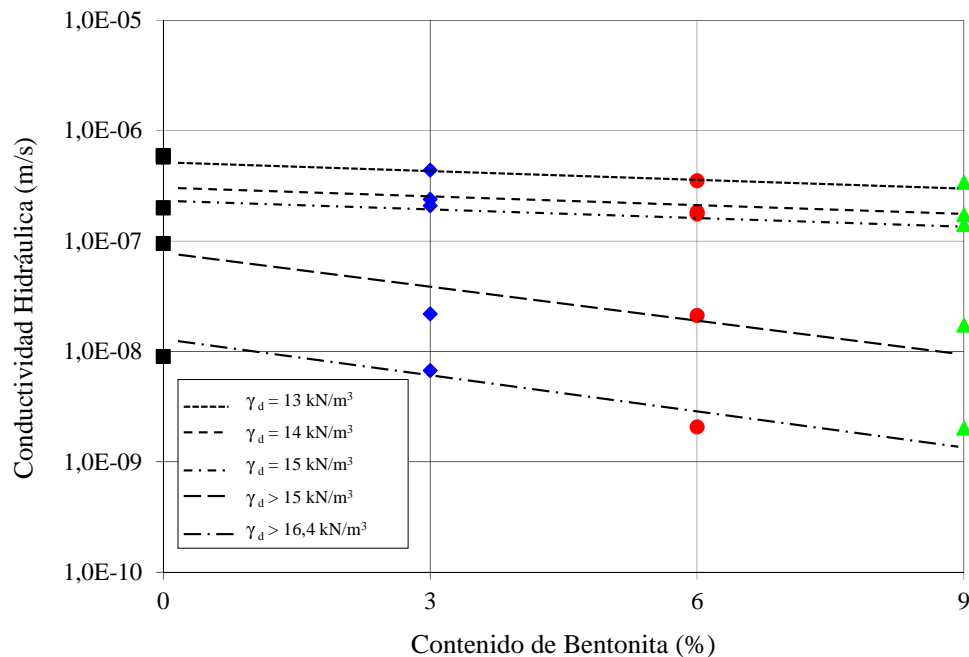


Figura 4.9 Influencia del contenido de bentonita en la conductividad hidráulica de mezclas compactadas

En la Figura 4.10 se muestran los resultados de conductividad hidráulica obtenidos en este trabajo y se compara con Nieva y Francisca (2007) determinando las diferentes zonas y el fundamento de cada comportamiento visualizado. En la primer zona entre 0,7 y 0,9 de compactación relativa se observó una pequeña disminución de los valores de k en función del incremento del peso unitario seco relativo (obtenido como la relación entre el peso unitario seco experimental de una muestra y el peso unitario seco obtenido del ensayo de compactación Proctor estándar). A pesar del aumento del peso unitario seco y del contenido de adición, los resultados indican la existencia de una posible fábrica floclada o abierta. En el tramo comprendido entre 0,9 y 1 de compactación relativa se manifestó una disminución marcada en torno al aumento de adición y aumento del grado de compactación. Se fundamenta esta tendencia con el indicio de cambios estructurales acorde a muestras con fábrica menos flocladas que en el tramo anterior. Mientras que en la última zona la variación de los valores de k fue menos sensible al incremento del grado de compactación no así al contenido de bentonita en muestras compactadas por encima del valor máximo γ_d de compactación proctor. El grado de compactación relativa próximo a la unidad se relacionó con la formación de muestras de fábrica dispersa o cerrada.

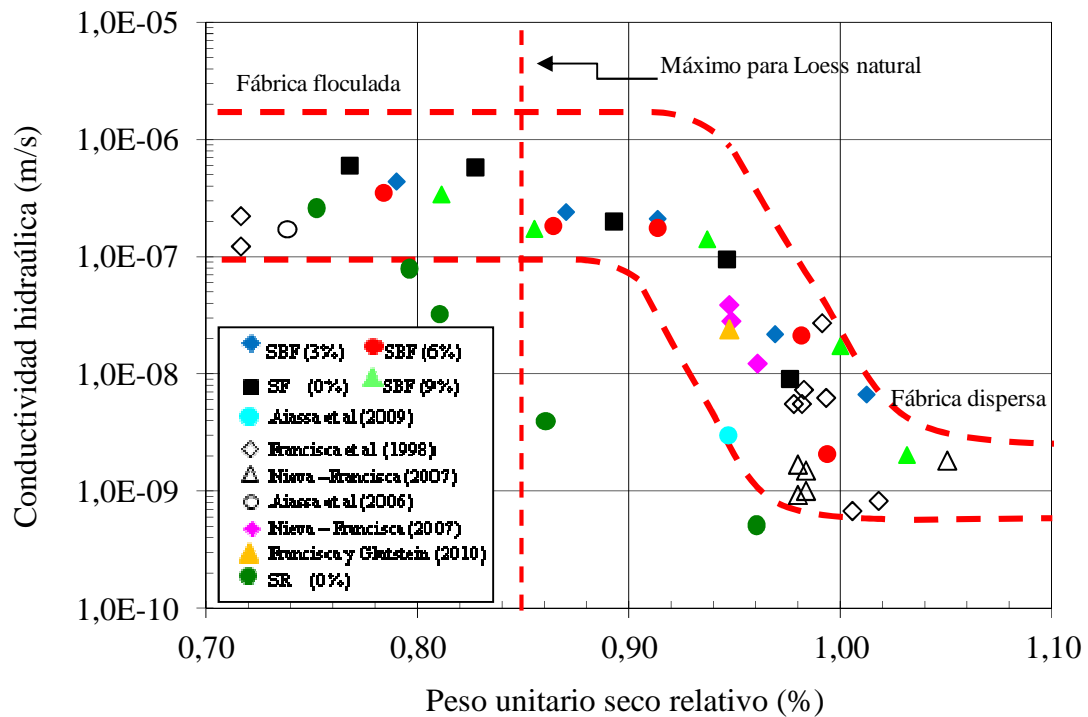


Figura 4.10 Influencia de la microestructura y la compactación relativa en la conductividad hidráulica de mezclas con bentonita

Se destaca que los valores de k obtenidos para muestras con compactación relativa superior a 0,95 fueron sensibles al incremento de bentonita incorporado observándose una dispersión notable a partir de una compactación relativa superior a 1.

Salvo los resultados de permeabilidad a pared rígida, el resto de los resultados hallados en este trabajo se encontraron contenidos entre los límites superior e inferior determinados ambos por líneas discontinuas (Nieva y Francisca, 2007). Para el caso de los valores de conductividad hidráulica obtenidos en ensayos de permeabilidad a pared rígida, se podría inferir que factores como el sentido de circulación del flujo y un posible proceso de saturación incompleto pudieron afectar los resultados obtenidos provocando una oclusión física de los poros debido a la presencia de gases posiblemente atrapados en la matriz de suelo dando como resultado una desviación marcada de los valores de conductividad hidráulica respecto del límite inferior planteado en la Figura 4.10 alejándose así del resto de los resultados.

Es importante destacar que los resultados obtenidos por Aiassa et al (2006), Nieva y Francisca (2007), Francisca et al (1998) y Aiassa et al (2009) fueron estimados empleando celdas rígidas como también flexibles similar a lo obtenido en este trabajo. Las diferencias con los resultados propios se podría además atribuir al tipo de celda empleada (Montoro y Francisca, 2011). Similares diferencias fueron reportadas por Daniel et al (1995), Kodikara et al (2002) y Muhhamad (2004).

En este trabajo, los ensayos en celdas a pared flexible y bajo presión de confinamiento constante y menor a 200 kPa generaron condiciones de contorno aptas para permitir a una muestra deformaciones laterales en cualquier dirección generando a consecuencia posibles cambios volumétricos responsables de modificar la forma y volumen de los vacíos. Se estima que dichas modificaciones de volumen no lograron modificar los canales de flujo como para obtener valores de conductividad hidráulica menores a 1×10^{-9} m/s. Similar comportamiento observó Hyang-Sig, et al (2009).

La diferencia de casi un orden de magnitud entre los resultados propios respecto y los obtenidos por los autores de la Figura 4.10, se manifestó para muestras con peso unitario seco relativo superior a 0,95. Esto estaría indicando que tanto la disponibilidad de menor volumen de vacíos como resultado del aumento del grado de compactación como así también el desarrollo del espesor de la doble capa difusa durante el proceso de hidratación de la bentonita influenciaron de manera conjunta en los valores de conductividad hidráulica obtenidos. Así la doble capa difusa de una partícula interacciona con la doble capa de una partícula muy próxima vecina generando repulsión entre las partículas. Por otro lado el sistema de fuerzas se completa con la existencia de las fuerzas de atracción entre partículas coloidales (fuerzas de Van der Waals). El equilibrio resultante entre las fuerzas de repulsión y atracción es el responsable de la modificación de la fábrica en una muestra. Las fuerzas de atracción y repulsión existentes en una muestra están asociadas a la formación de fábricas dispersas o floculadas respectivamente (Palomino y Santamarina, 2005).

De modo que se podría concluir que la adición de bentonita modifica la fábrica de una muestra y a consecuencia su valor de conductividad hidráulica.

La discusión respecto de la variación de la conductividad k en función del contenido de bentonita fue analizada además considerando la variación de los límites de Atterberg. Autores como Benson y Trast (1995) hallaron que tanto el límite líquido como el índice de plasticidad pueden ser correlacionados con la conductividad hidráulica.

Las Figuras 4.11 y 4.12 muestran la tendencia de comportamiento de la conductividad hidráulica de las mezclas en función del límite líquido y del índice de plasticidad.

En la Figura 4.11 se observó una disminución de la conductividad hidráulica k en función del aumento del límite líquido. Para muestras moldeadas con un peso unitario seco entre 13 kN/m^3 y 15 kN/m^3 la conductividad hidráulica manifestó un decremento suave no así para muestras con peso unitario seco superior a 16 kN/m^3 donde se observa un pronunciado descenso de k .

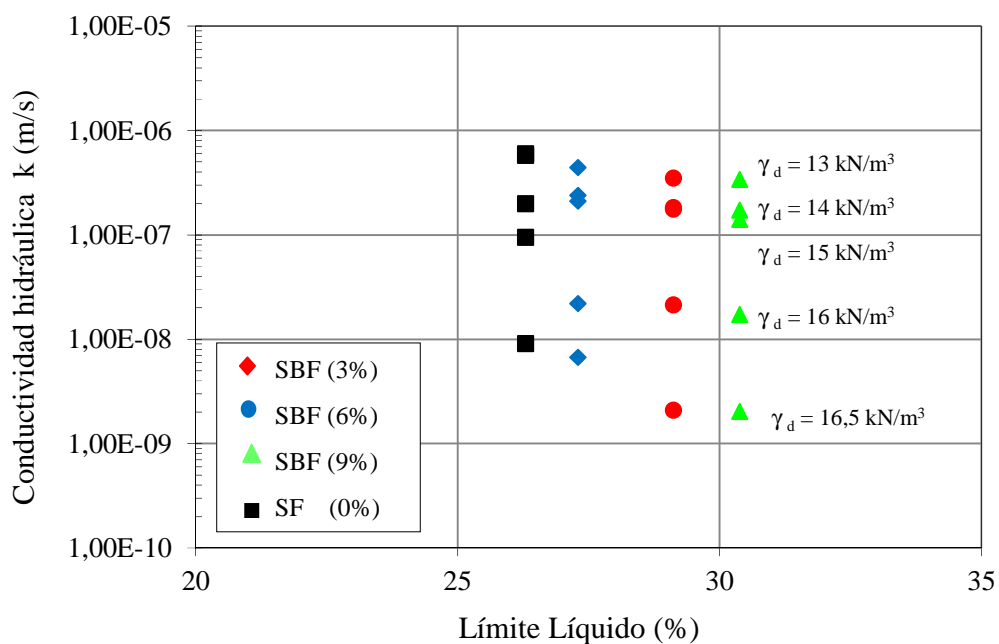


Figura 4.11 Conductividad hidráulica en función del límite líquido

Por otro lado la Figura 4.12 mostró una disminución menos sensible de la conductividad hidráulica k respecto del índice de plasticidad. Similares resultados obtuvieron los autores Benson y Trast (1995).

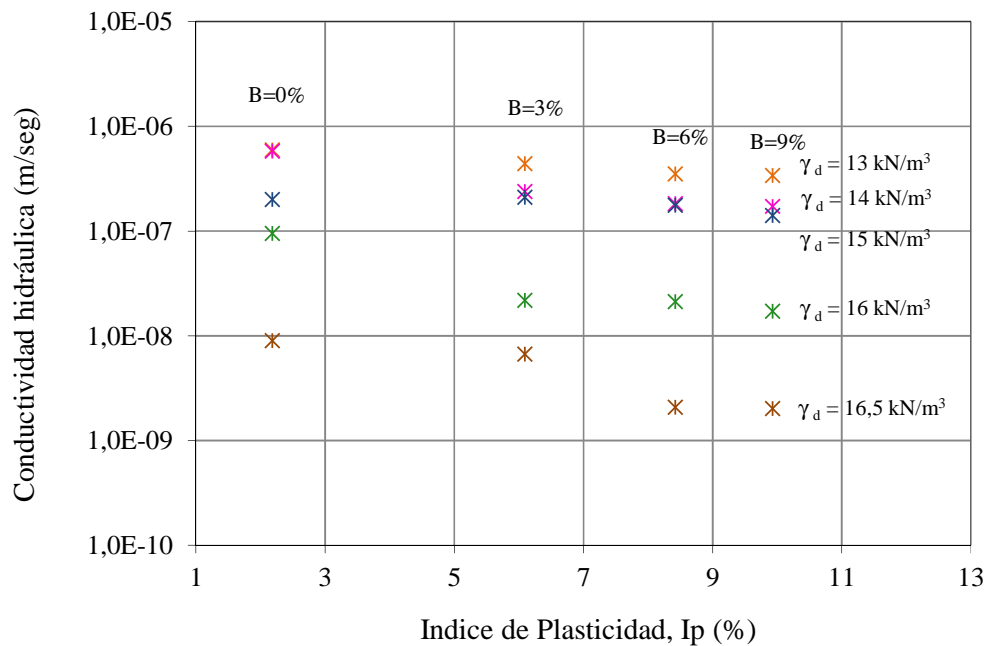


Figura 4.12 Conductividad hidráulica en función del índice de plasticidad
(B= contenido de bentonita)

Podemos afirmar que el límite líquido y el índice de plasticidad se encuentran relacionados al contenido de bentonita. Este comportamiento es esperable debido a que los límites de Atterberg se encuentran vinculados a la mineralogía de un suelo y a su contenido de arcilla (Benson y Trast, 1995).

Se observó que al aumentar el contenido de bentonita en las muestras se modificó no solo la granulometría del material sino también se logró una mayor presencia de partículas de arcilla que debido al aumento del espesor de su doble capa difusa provocaron un decremento del tamaño de microporos (Lambe, 1954; Mesri and Olson, 1971; D'Appolonia, 1980; Daniel, 1987; Kenney et al 1992; Benson et al 1994) los cuales controlaron el flujo en materiales compactados con humedad de moldeo no solo en rama húmeda sino también próxima a la misma en rama seca respecto de la curva de compactación Proctor provocando una disminución de la conductividad hidráulica.

4.2.3 Fenómeno de Capilaridad

En lo referido a los ensayos de ascenso capilar se graficaron los resultados que muestran las Figuras 4.13, 4.14, 4.15 y 4.16.

En la Figura 4.13 se observa que para muestras sin adición de bentonita aumentar la densidad de compactación a 17kN/m^3 reduce un 50% el avance de frente húmedo produciendo una disminución del ascenso capilar. Se observa una marcada diferencia entre la muestra cuyo peso unitario seco fue próximo a 14kN/m^3 y las demás.

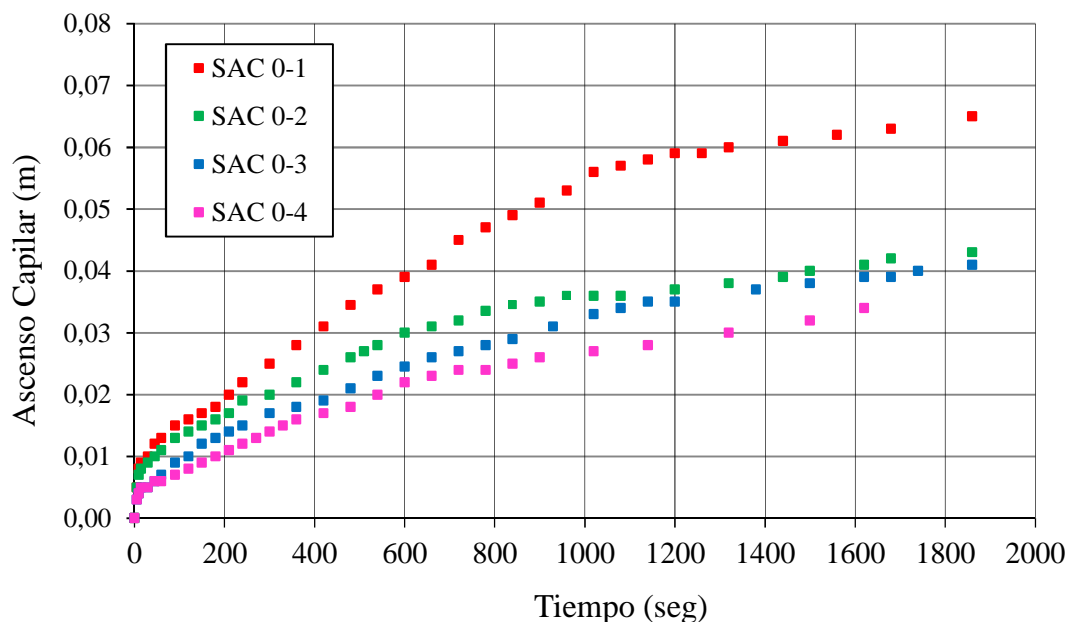


Figura 4.13 Ascenso capilar versus grado de compactación en suelo sin adición

La Figura 4.14 muestra como el aporte de 3% de bentonita produce reducciones destacadas en probetas compactadas con densidades superiores a 16kN/m^3 . La disminución fue en el orden del 25% respecto de muestras de similar compactación y sin adición.

La Figura 4.15 expone el avance del frente húmedo en probetas con adición de 6% de bentonita y densidades variables. La misma no muestra mayor diferencia.

La Figura 4.16 muestra la reducción del ascenso capilar en muestras con adición de 9% de bentonita en función del incremento del grado de compactación manifestándose una disminución

equivalente al 60% respecto de la misma muestra suelo 9% bentonita pero compactada con densidad superior a $16,5 \text{ kN/m}^3$.

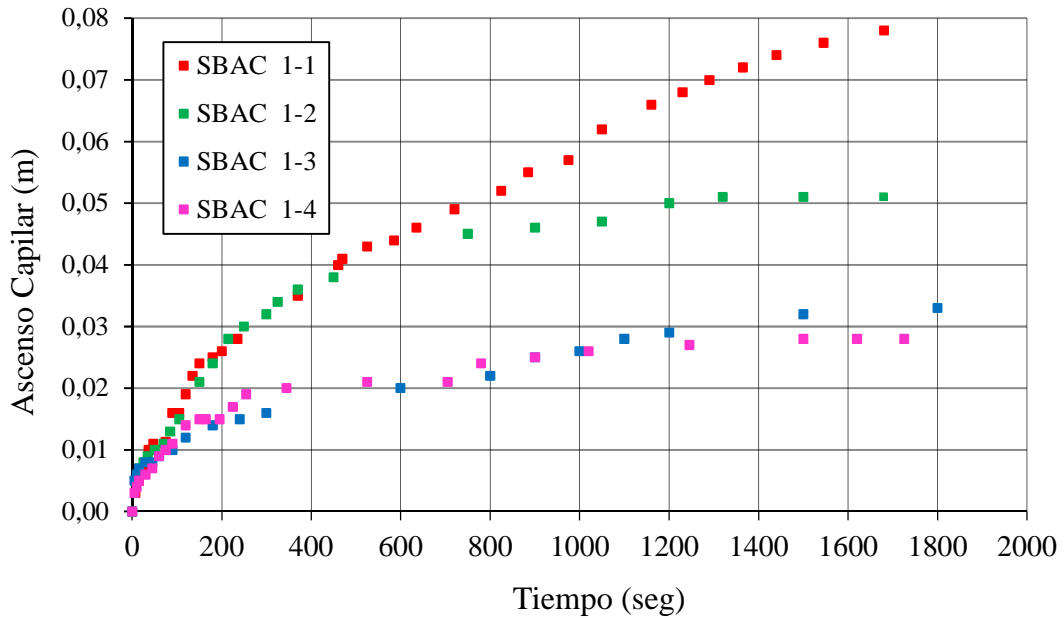


Figura 4.14 Ascenso capilar versus grado de compactación en mezclas (3 % bentonita)

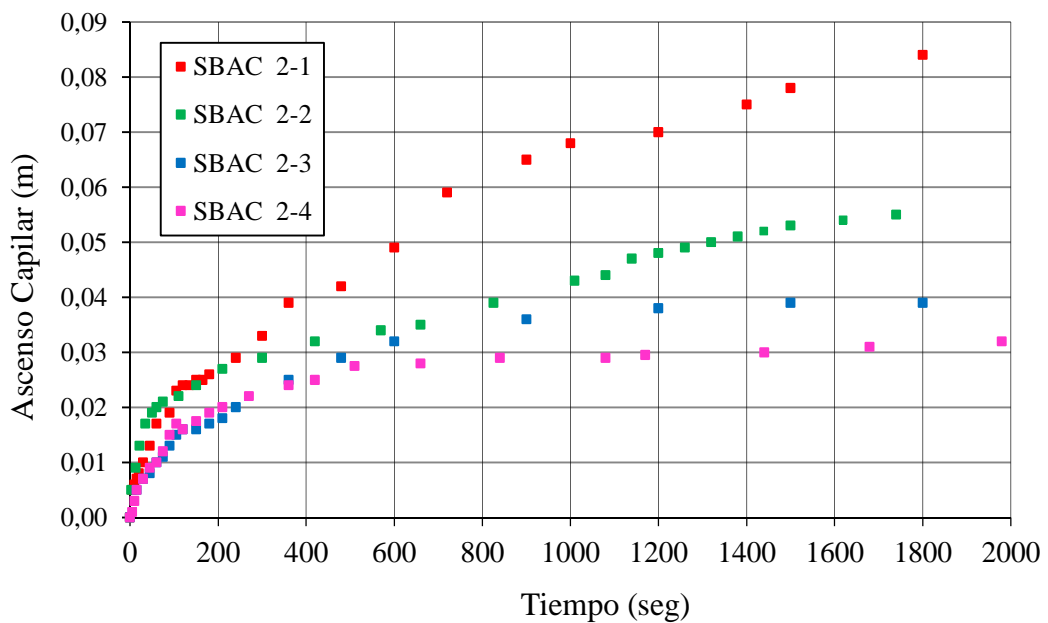


Figura 4.15 Ascenso capilar versus grado de compactación en mezclas (6% bentonita)

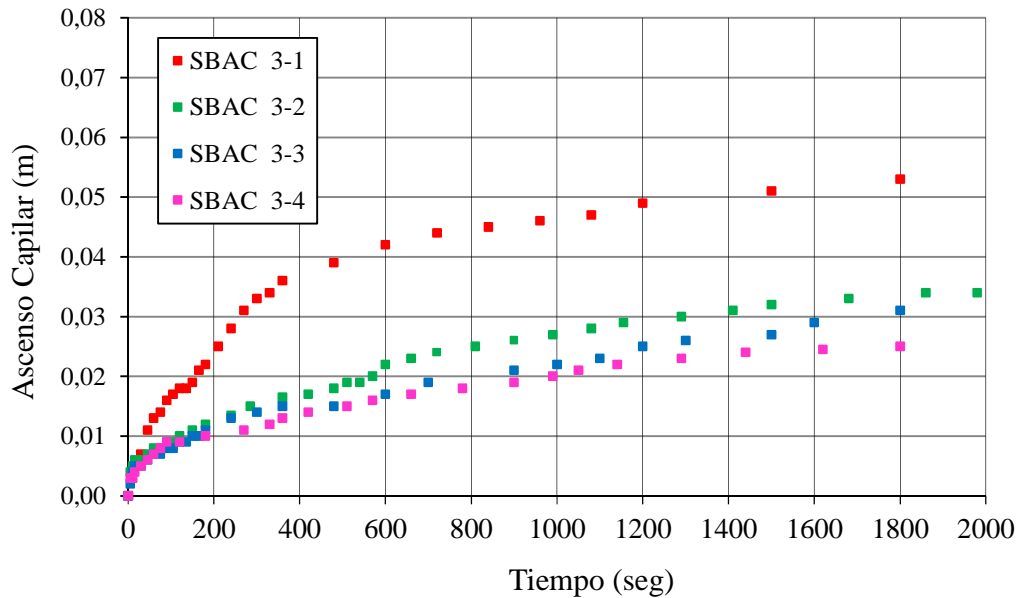


Figura 4.16 Ascenso capilar versus grado de compactación en mezclas (9% bentonita)

En la Figura 4.17 se evaluó la influencia del contenido de bentonita en muestras moldeadas con pesos unitarios secos en un rango entre 16,5 y 17,5 kN/m³.

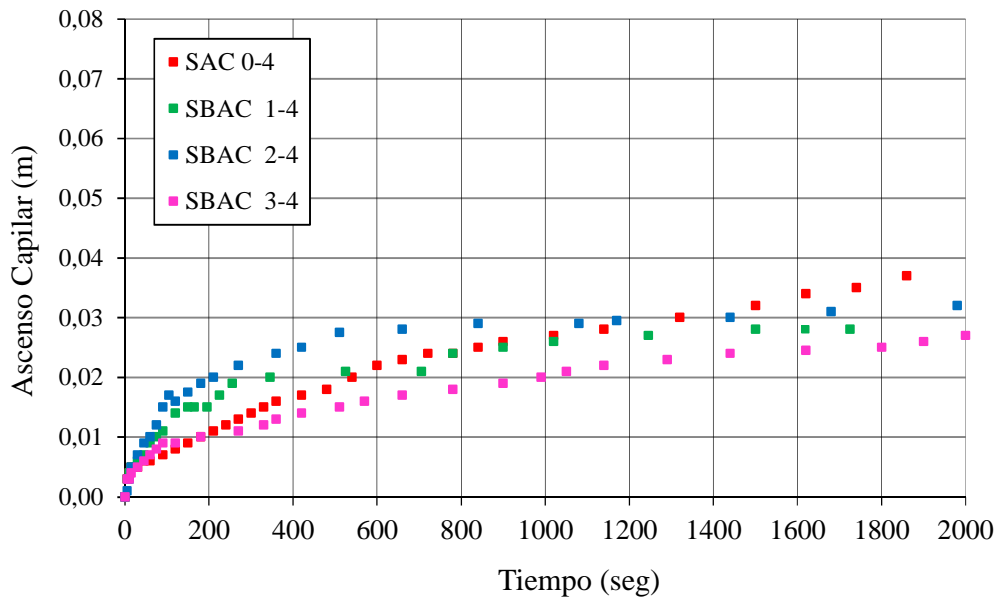


Figura 4.17 Ascenso capilar versus contenido de bentonita ($\gamma_d=17$ kN/m³)

Se registró una reducción equivalente a 33% del avance húmedo en probetas con 9% de adición.

En general, la observación mostró que el avance de frente húmedo estuvo influenciado mayormente por el incremento del grado de compactación el cual se vió beneficiado en menor medida por la incorporación de bentonita en las muestras.

Para muestras sin adición de bentonita el menor ascenso capilar se registró a mayor grado de compactación. Se explica este resultado considerando algunos estudios de conductividad hidráulica realizados sobre medios porosos donde consideran el medio como un conjunto de esferas de igual tamaño rodeadas por espacios vinculados entre sí formando una red de tubos capilares interconectados. Considerando que una mayor densidad de empaquetamiento de esferas provoca una reducción del diámetro y de la longitud de los tubos (Bryant et. al., 1993; Abichou et. al., 2004), se infiere que el incremento del peso unitario seco de las mezclas ha provocado no solo una reducción del volumen poral disponible sino además una disminución de la longitud de recorrido del flujo como resultado de una superposición de partículas o mayor densidad de empaquetamiento.

Para el caso de muestras con adición de bentonita, el menor ascenso capilar se obtuvo a mayor contenido de adición (B= 9%). Debido a las características hidrofílicas que presenta la superficie del material arcilloso empleado, el flujo de agua en movimiento por capilaridad se considera retenido en el interior del mineral de montmorillonita y en parte presente en los pequeños capilares originados del proceso de compactación de manera tal que la incorporación de bentonita provoca un retardo en el avance del frente húmedo. Similares resultados hallaron los autores Napy y Deák (2013) para mezclas limo-bentonita.

El proceso de hidratación de la bentonita también colabora en la reducción del espacio poral en una muestra ya que el hinchamiento de la arcilla en presencia de agua provoca una mayor superficie de contacto interpartícula (Komine y Ogata, 2003; Abichou et.al., 2004).

Ambos factores, un mayor contenido de arcilla como el incremento del peso unitario seco de las mezclas contribuyen a la reducción del avance del frente húmedo.

Por otro lado, si se consideran las cuatro fuerzas actuantes en fenómenos capilares, debido a la presencia de bentonita (material con superficie rugosa) y a una menor relación de vacíos como resultado de un mayor grado de compactación; las fuerzas friccionales podrían haber tomado mayor fuerza respecto del mismo proceso en muestras sin adición contribuyendo a reducir la velocidad con la que el agua se desplaza en el interior de la matriz de poros similar al comportamiento capilar esperado en muestras arcillosas. Se manifiesta gráficamente este concepto en la disminución de la pendiente de una recta tangente a las curvas de ascenso capilar donde dicha pendiente representa la velocidad o tasa de ascenso capilar.

Continuando con el análisis según Stange et al (2003) se planteó la variación del ascenso capilar en función de la raíz cuadrada del tiempo para mezclas compactadas con γ_d próximo a 17 kN/m³. En base a la ecuación propuesta por Terzagui y considerando que el fenómeno se estudió para tiempos relativamente pequeños, dicha ecuación puede reescribirse según la Ecuación 4.1,

$$h = \lambda.t^{1/2} \quad (4.1)$$

Donde, h es la altura del frente húmedo, t es el tiempo y λ una constante que depende del contenido de humedad inicial y a la cual llamaremos conductancia capilar.

Considerando los resultados para los casos de muestras sin adición y muestras con 9% de bentonita se consideró una tendencia de comportamiento lineal (Figura 4.18) estimándose el valor de la pendiente en cada caso (Tabla 4.4). Dicha pendiente representa a la conductancia capilar entendida como la capacidad de conducir el ingreso de agua, la cual en este caso se manifiesta en un leve decremento en función del aumento de bentonita.

Tabla 4.4 Valores de conductancia capilar

Bentonita	Valor λ
0%	0,0008
3%	0,0006
6%	0,0007
9%	0,0006

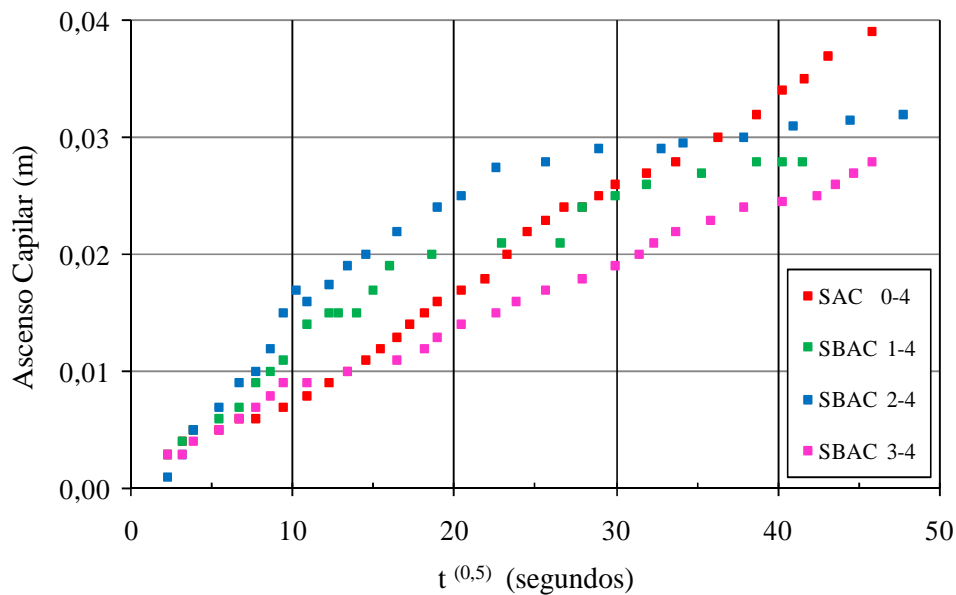


Figura 4.18 Ascenso capilar versus la raíz cuadrada del tiempo para diferentes contenidos de bentonita en muestras compactadas con γ_d próximo a 17 kN/m^3

El tercio de altura desde la base de una muestra fue alcanzado a los 20 minutos para muestras sin adición de bentonita, 27 minutos para muestras con 3% de bentonita, 30 minutos para muestras con 6% de bentonita mientras las muestras con 9% no lograron alcanzar el tercio de altura a los 30 minutos.

Esto demuestra que el ascenso capilar es sustancialmente obstaculizado por la adición de un material cuya superficie presenta características hidrofílicas como lo es la bentonita retardando a consecuencia el drenaje. El equilibrio final entre las fuerzas capilares y las fuerzas gravitacionales fue logrado a mayores tiempos en función del incremento de adición.

La Figura 4.19 muestra el ensayo de ascenso capilar en laboratorio descrito para una probeta con peso unitario seco superior a 17 kN/m^3 y humedad de compactación igual a 18%.

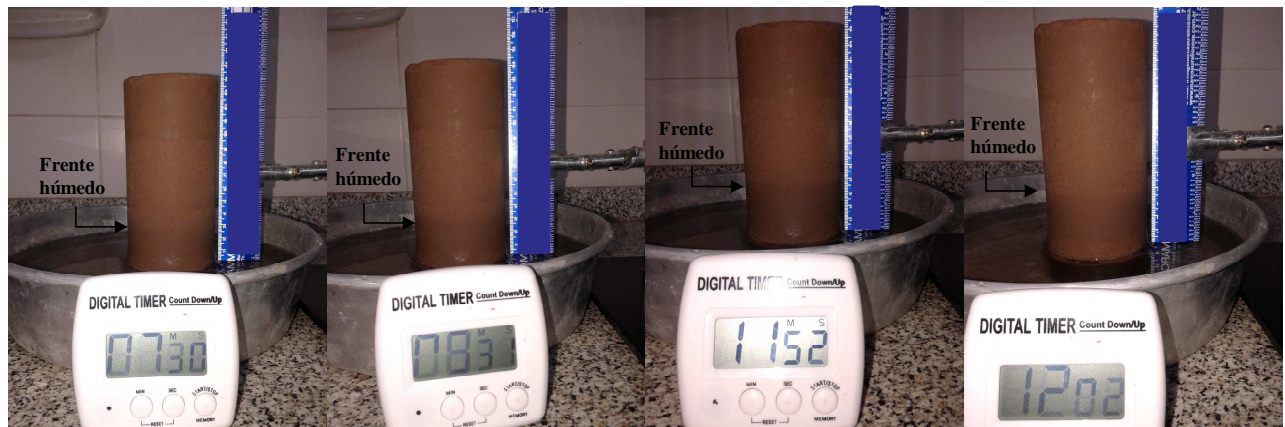


Figura 4.19 Secuencia de avance de frente húmedo

Desde un punto de vista práctico y para tiempos iniciales de exposición de una barrera de suelo-bentonita compactada ($\gamma_d > 17 \text{ kN/m}^3$ y humedad de moldeo igual a 18%) al agua libre resultante de un posible ascenso de nivel freático, la Ecuación 4.1 y los valores de conductancia capilar λ hallados para cada porcentaje de adición de bentonita nos permite estimar la altura de agua ingresada en el interior de la barrera para un tiempo determinado.

Identificar el frente de avance húmedo implicaría evaluar la potencial pérdida de durabilidad del material que conforma una barrera compactada. Si bien en laboratorio, tanto la identificación visual del frente húmedo en una muestra como la estimación de la velocidad de circulación del flujo son tareas simples, se debería considerar el factor escala que contemple las condiciones de campo para así garantizar la integridad de las mezclas del sistema.

En campo se propone, una vez compactada cada capa de una barrera; la extracción de testigos en diferentes puntos del terraplén con el objeto de ejecutar sobre ellos ensayos de capilaridad relacionando los resultados obtenidos en obra con el comportamiento establecido en laboratorio a los fines de correlacionar ambos comportamientos y ampliar el modelo teórico de predicción según Stange et. al. (2003).

De esta forma, considerar el menor cambio de humedad posible en las mezclas contribuiría a mantener un desempeño mecánico del sistema en condición estable.

4.3 Comportamiento hidráulico en campo

Los resultados experimentales obtenidos sobre terraplenes de material limoso compactado permitieron caracterizar la respuesta hidráulica del material en campo. Se analizó la curva de compactación obtenida para cada celda de estudio, los resultados de los ensayos de Cono Dinámico de Penetración (DCP), la infiltración obtenida en cada terraplén, la respuesta de evaporación durante cada proceso, y se compararon las tasas de infiltración finales, definiendo así un factor de relación η .

La Figura 4.20 muestra la curva de compactación obtenida para el suelo limoso en estado natural y los pesos unitarios secos máximos logrados en la construcción de cada terraplén. Los puntos indican que existe una dispersión en los resultados obtenidos durante el proceso de construcción.

Se visualiza una superposición de algunos de ellos a pesar de haber realizado un adecuado y exhaustivo control de compactación en campo mediante la ejecución de ensayos de cono de arena y DCP.

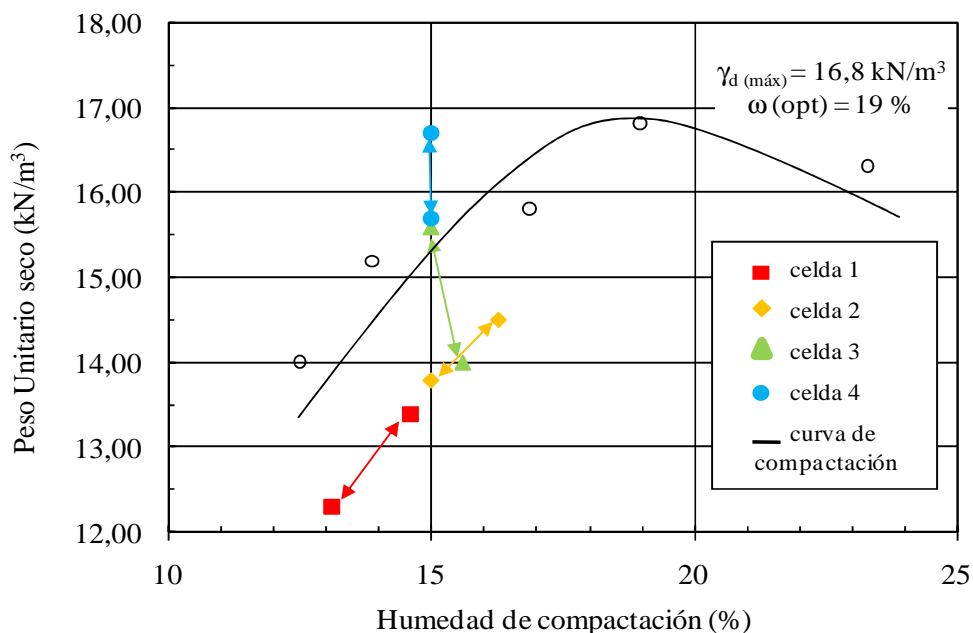


Figura 4.20 Curva de compactación del suelo limoso local y puntos resultantes de la construcción de celdas

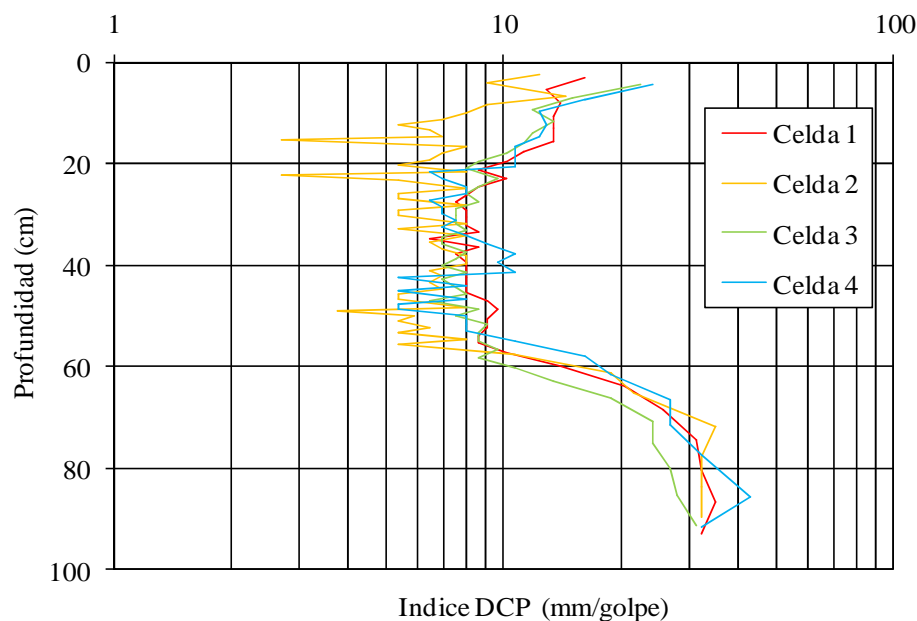


Figura 4.21 Resultados de ensayos DCP

Como lo muestra la Figura 4.21 el patrón de respuesta en todos los casos fue similar observándose en los primeros 5 cm de profundidad desde la superficie, un bajo nivel de compactación. Esta respuesta se encuentra asociada a la complejidad de lograr una densificación uniforme en la última capa del terraplén como resultado del movimiento del bastidor de madera empleado como contenedor durante las tareas de compactación.

En los siguientes 50 cm correspondientes a la construcción de cada terraplén un índice DCP promedio cercano a 7 mm/golpe, valor que se mantuvo estable en el espesor del paquete estructural. Al finalizar a unos 70 cm de profundidad una capa de suelo en estado natural reflejó un valor índice DCP cercano a 30 mm/golpe.

Habitualmente, es frecuente caracterizar la compacidad de una capa de suelo mediante el ensayo denominado DPSH o Ensayo de Penetración Dinámica Superpesada. Este, a diferencia del DCP; mide la energía necesaria para profundizar intervalos definidos siendo esta energía el número de impactos producidos por una masa que se eleva a una altura determinada dejándose caer de manera libre.

Existe una correlación que vincula ambos ensayos denominada factor de energía específica ζ , el cual relaciona las energías aplicadas en un ensayo liviano de penetración (E_{LP})

respecto de un ensayo superpesado (E_{SHP}). De este modo, la energía específica ζ , queda definida como la energía aplicada dividida el área proyectada del cono de penetración. La Ecuación 4.2 muestra dicha relación,

$$\zeta = \frac{E_{LP}}{E_{SHP}} \quad (4.2)$$

Donde, ζ representa el factor de energía específica.

Entonces, si empleamos el factor energético ζ y adoptando al mismo tiempo un intervalo definido igual a 20 cm llamado N_{DPSH} la respuesta del suelo se puede traducir como la resistencia a la penetración desde la superficie hasta la profundidad en estudio.

La Figura 4.22 muestra la correlación DPSH obtenida para cada celda.

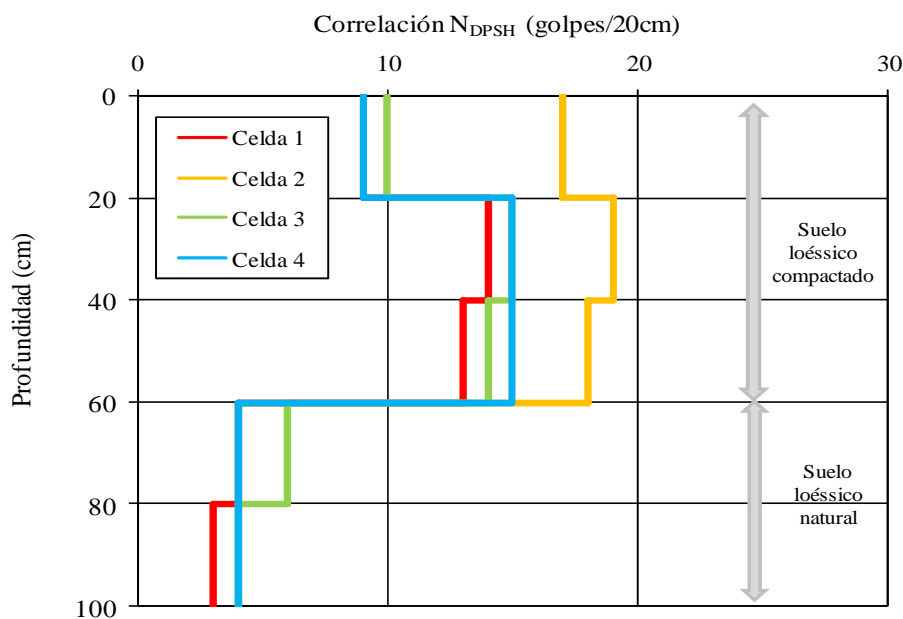


Figura 4.22 Resultados DPSH

Los tramos verticales hasta 20 cm de profundidad muestran la menor resistencia del suelo compactado seguido de un quiebre en el diagrama el cual representa un cambio de estrato de mayor resistencia y más homogéneo entre 20 y 60 cm. El número de golpes se incrementa a

mayor peso unitario seco del suelo compactado. A profundidades mayores a 60 cm el material natural presentó menor resistencia.

Hasta aquí se analizaron los resultados obtenidos en el control de compactación de cada terraplén. En adelante, el estudio se enfoca en la respuesta de infiltración en terraplenes de prueba y en el suelo limoso natural.

Se efectuaron mediciones de volúmenes de infiltración, trazado de la curva de Infiltración y cálculo de la tasa de Infiltración I_r mediante la Ecuación 3.5.

La Figura 4.23 muestra el crecimiento de la Infiltración en función del tiempo para dos ensayos ejecutados en campo. Para suelo natural la tasa de infiltración I_r resulto igual a 2×10^{-6} m/s. Este valor caracteriza el comportamiento hidráulico del material local situado en las cercanías de las celdas instaladas sobre los terraplenes de prueba.

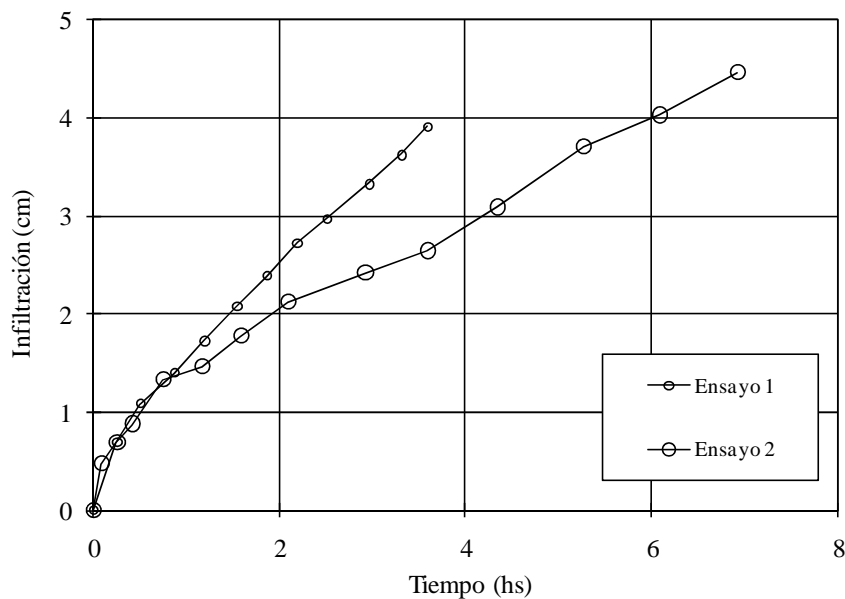


Figura 4.23 Ensayo de Infiltración en campo sobre suelo limoso natural

Para el caso de suelo compactado se aplicó una corrección en el registro de volúmenes de infiltración a los fines de considerar el efecto de la evaporación. Previamente, para definir el factor de ajuste se llevaron a cabo ensayos de control de evaporación instalando un contenedor

adicional en el predio, procediendo a su llenado hasta nivel deseado y calculando durante un intervalo de tiempo determinado el volumen de agua evaporada.

Se graficó la curva que muestra la Figura 4.24 adoptando de manera simplificada un factor igual a 5,2 mm/día.

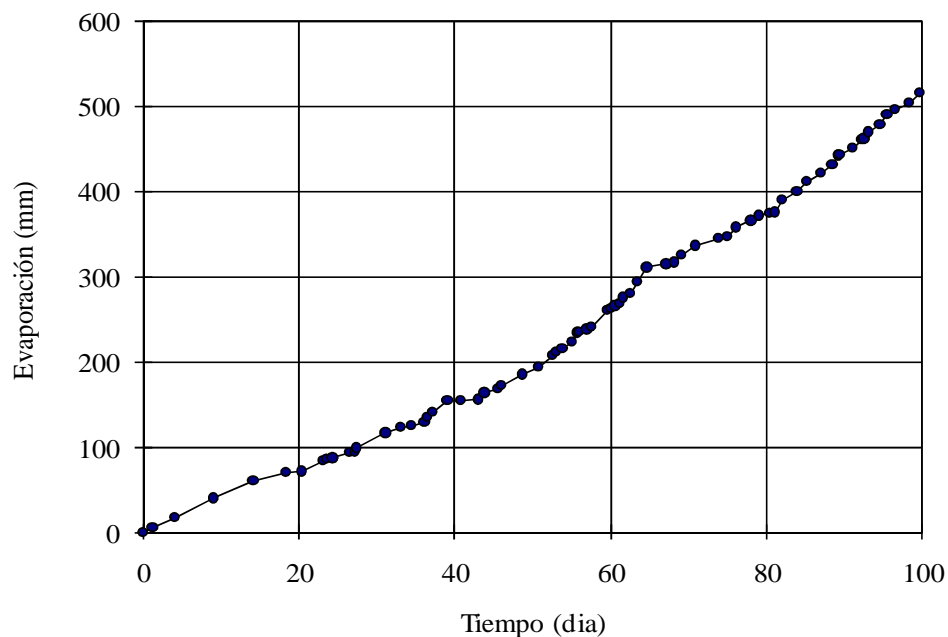


Figura 4.24 Ensayo de control de evaporación

Aplicando dicho factor definido se calcularon los valores de infiltración finales (Figura 4.25) y la tasa de infiltración I_r para cada celda de estudio (Tabla 4.5).

Tabla 4.5 Resultados de infiltración en campo

Celda	γ_d (kN/m ³)	$\gamma_d / \gamma_{d \text{ máx.}}$ (%)	I_r (m/s)
1	13,30	79	2,00E-07
2	15,80	94	9,80E-08
3	14,50	86	2,40E-07
4	15,20	90	1,70E-07

Referencias: γ_d = peso unitario seco experimental,

$\gamma_{d \text{ máx.}}$ = 16,8 kN/m³ (según ensayo proctor)

I_r = Tasa de Infiltración

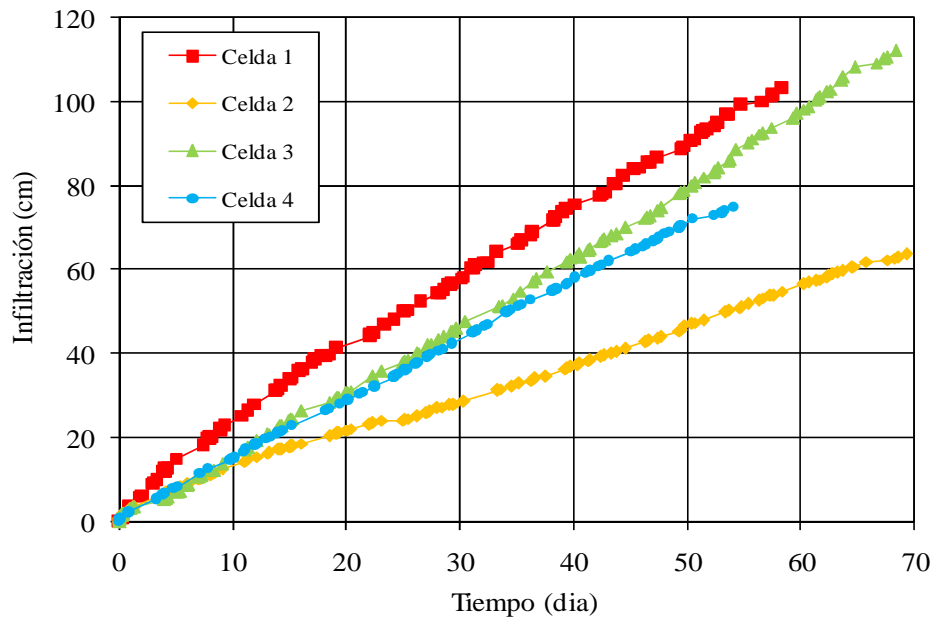


Figura 4.25 Curvas de infiltración sobre terraplenes de prueba

Analizando la Figura 4.25 se definió un factor de relación η (Ecuación 4.3), el cual representa el mejoramiento de la tasa de infiltración entre celdas.

Comparando la celda 1 respecto de la celda 2 y mediante la Ecuación 4.3 se obtuvo un factor de relación igual a 2,04. Por otra parte, y respecto del suelo natural el factor de relación fue igual a 10 para la celda 1, igual a 20,4 para la celda 2, igual a 8,33 para la celda 3 y finalmente igual a 11,76 para la celda 4.

$$\eta = \frac{I_{r1}}{I_{r2}} \quad (4.3)$$

Donde η = factor de relación; I_{ri} = tasa de infiltración correspondiente a la celda i .

4.4 Modelado del comportamiento hidráulico

4.4.1 Modelado de la Infiltración en laboratorio

La propuesta del modelo teórico de infiltración, analizando los datos obtenidos en laboratorio a pared flexible; se desarrolló sobre la base de funciones exponenciales ajustando las mismas mediante el empleo de factores de calibración.

El comportamiento observado se manifestó no lineal sin valores máximos, presentando dos etapas una transitoria para tiempos iniciales y otra estacionaria tendiendo cada curva experimental a un valor de infiltración límite o último.

En primer lugar se definió el factor de calibración definido como infiltración inicial y de manera consecuente el segundo parámetro denominado factor de infiltración último ambos variables en función del contenido de bentonita.

De esta manera se construyó el diagrama característico de infiltración para mezclas de suelo-bentonita compactadas. La Figura 4.26 muestra el diagrama característico de infiltración.

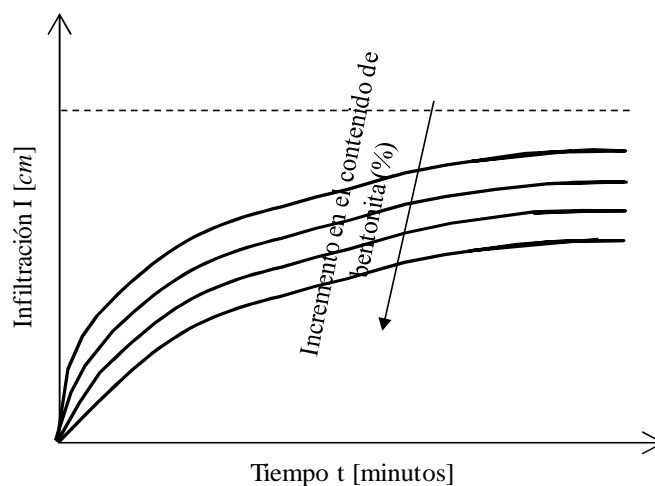


Figura 4.26 Diagrama teórico de Infiltración en mezclas suelo- bentonita

El diagrama que muestra la Figura 4.26 manifiesta la relación existente entre la infiltración y el tiempo transcurrido para diferentes contenidos de bentonita, mostrando una disminución de los valores de infiltración a mayor contenido de adición.

En función de lo anterior se planteó la ecuación 4.4 donde se muestra la relación descripta,

$$I = \varphi(t, \%B) \quad (4.4)$$

La Figura 4.27 muestra los factores de calibración propuestos sobre una curva de infiltración típica para mezclas suelo – bentonita.

Donde I - t : infiltración- tiempo, I_i : Factor de Infiltración inicial variable en función del contenido de bentonita y definido como el valor de la pendiente de la recta tangente a la curva de infiltración pasando dicha recta por el origen del sistema. El factor de infiltración último I_u es el valor de la asíntota al cual tienden las curvas para tiempos superiores. Ambos factores presentan unidades de longitud.

El modelo propuesto debe satisfacer las condiciones presentadas en las ecuaciones (4.5), (4.6) y (4.7).

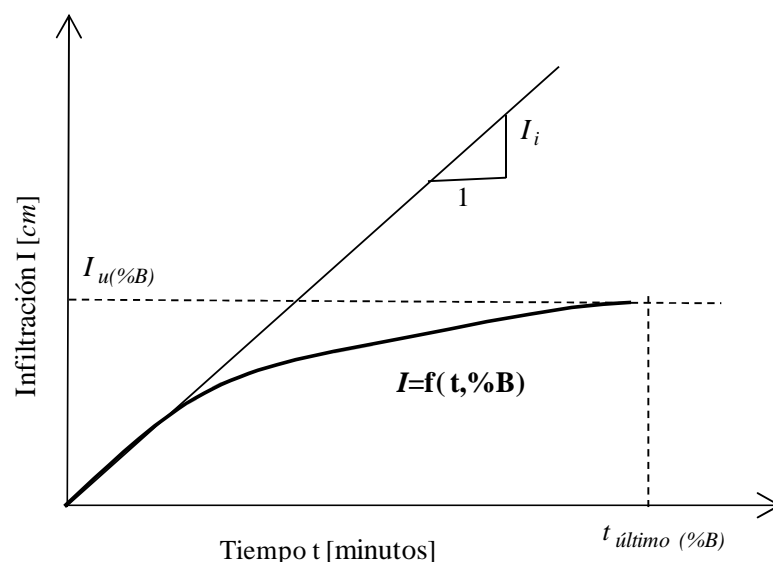


Figura 4.27 Factores de calibración del modelo de Infiltración

La ecuación (4.5) impone la restricción de infiltración cero para un tiempo inicial cero. La ecuación (4.6) define el factor de infiltración inicial (I_i) como el valor de la pendiente de la recta tangente al gráfico de infiltración para un tiempo inicial cero.

La ecuación (4.7) plantea el máximo valor de infiltración al cual tiende el modelo de comportamiento propuesto en un tiempo superior observándose una estabilización del valor último.

$$I(0, \% B) = 0 \quad (4.5)$$

$$\frac{\partial \varphi(0, \% B)}{\partial t} = I_i \quad (4.6)$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \varphi(t, \% B) = I_u(\% B) \quad (4.7)$$

A partir de las condiciones establecidas en las ecuaciones (4.5), (4.6) y (4.7) se obtuvo la ecuación (4.8) que permite estimar la infiltración en las mezclas compactadas con adición de bentonita, siendo su dimensión en términos de longitud.

$$I = \frac{t}{\frac{t}{I_{ultimo}} + \frac{1}{I_{inicial}}} \quad (4.8)$$

Donde, I_{ultimo} e $I_{inicial}$ se obtienen a partir de una regresión exponencial cuya variable independiente corresponde al porcentaje de bentonita empleado. La Figura 4.28 muestra la relación entre el porcentaje de bentonita y cada uno de los factores de calibración. Los coeficientes a y b obtenidos de la calibración poseen dimensión en términos de longitud.

El factor de infiltración inicial se define como la derivada primera de la ecuación (4.8) propuesta. Así se obtuvo la ecuación (4.9),

$$\frac{\partial I}{\partial t} = \frac{\frac{1}{I_{inicial}}}{\left(\frac{t}{I_{ultimo}} + \frac{1}{I_{inicial}} \right)^2} = I_i \quad (4.9)$$

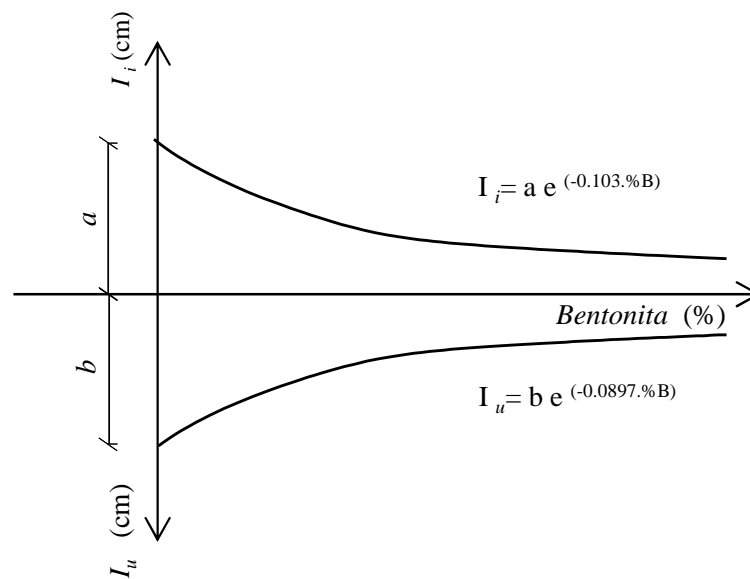


Figura 4.28 Infiltración inicial e Infiltración última versus contenido de bentonita

Se manifiesta en la Figura 4.28 que la incorporación de arcilla produce en las mezclas de suelo limoso local una reducción de los valores de infiltración y de conductividad hidráulica (Cuisinier, 2011, Qiong Wang, et al., 2013).

El modelo propuesto se comparó con los resultados de infiltración hallados en laboratorio para distintos grados de compactación. Las Figuras 4.29, 4.30 y 4.31 muestran la superposición de las curvas en líneas continuas las cuales representan el modelo propuesto con los puntos obtenidos de manera experimental.

El modelo planteado reproduce de manera clara la respuesta empírica evaluándose el ajuste mediante la aplicación del criterio de mínimo error cuadrático obteniéndose valores de R^2 superiores a 0,74 en todos los casos analizados.

Hasta aquí la calibración de la función propuesta de Infiltración se ha realizado solo en relación al contenido de bentonita incorporado a las mezclas.

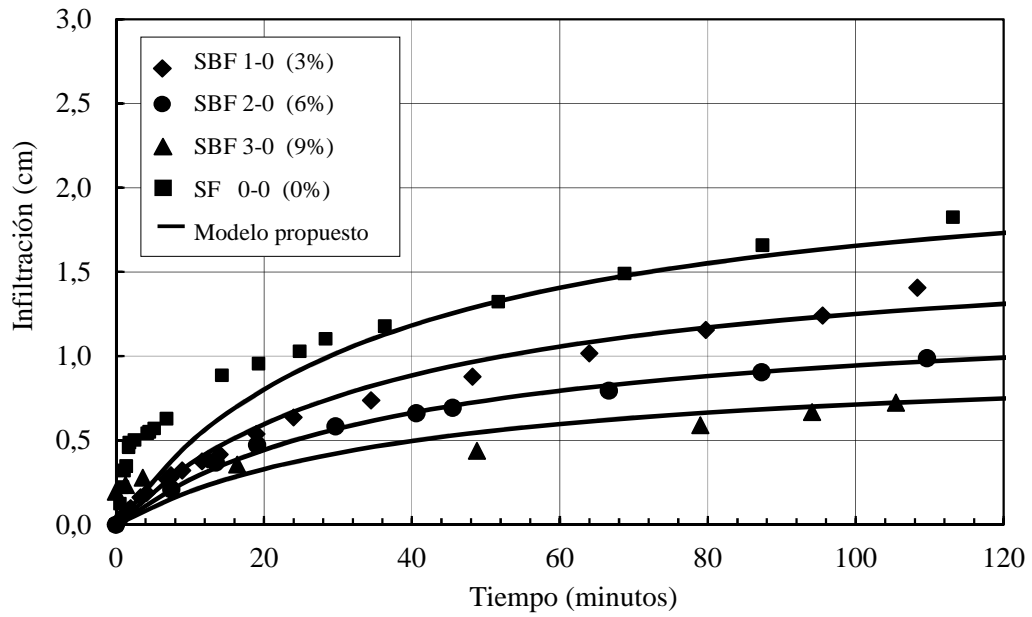


Figura 4.29 Modelado de la infiltración en mezclas compactadas con $\gamma_d = 13 \text{ kN/m}^3$

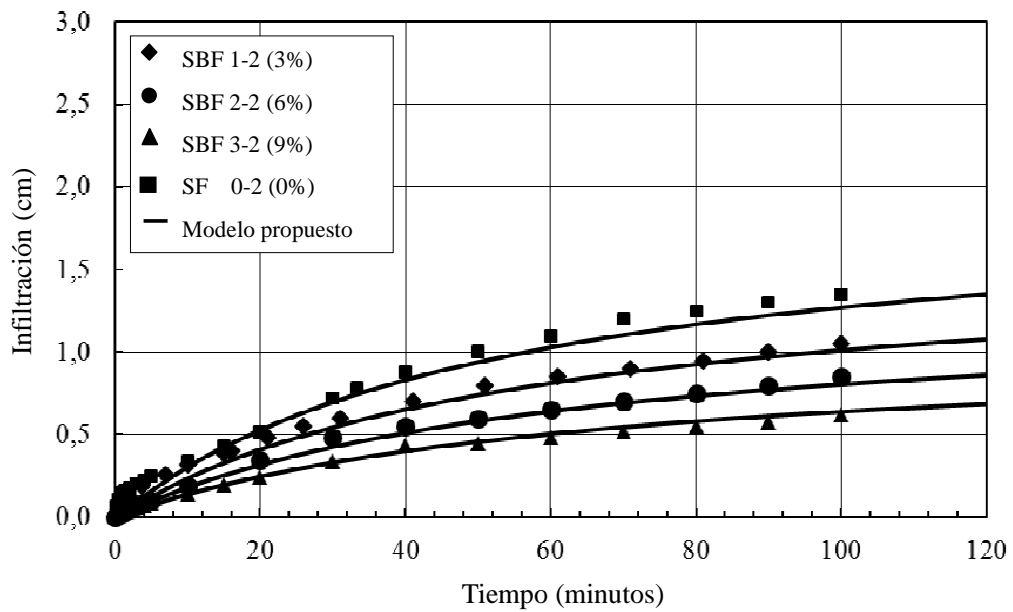


Figura 4.30 Modelado de la infiltración en mezclas compactadas con $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$

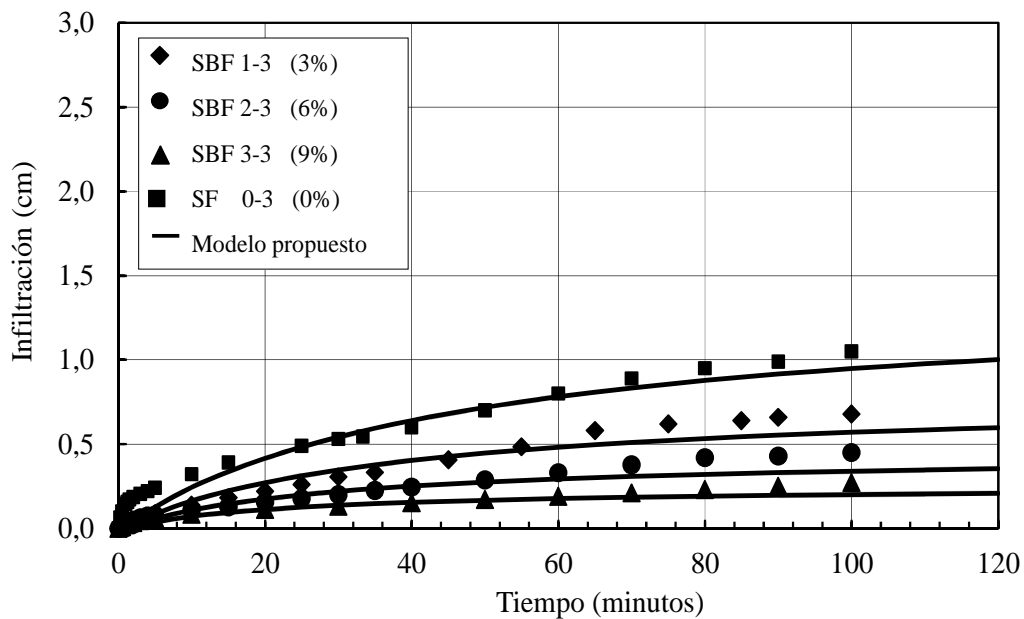


Figura 4.31 Modelado de la infiltración en mezclas compactadas con $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$

La intención de reformular el modelo propuesto considerando además la variable γ_d dió como resultado una nueva propuesta relacionando a la infiltración no solo con el porcentaje de adición sino también con el grado de compactación.

Para ello se trabajó en la vinculación entre la Infiltración inicial I_i e Infiltración última I_u y el contenido de bentonita conjuntamente con γ_d experimental.

Las Figuras 4.32 y 4.33 muestran el comportamiento de ambos parámetros en relación a las variables mencionadas.

La primera expone la relación entre los parámetros de infiltración, el rango de pesos unitarios secos variable desde 13 kN/m^3 hasta 17 kN/m^3 y los contenidos de bentonita empleados. Se puede observar que la superficie presenta un máximo para un contenido de bentonita entre 0% y 3% y γ_d entre 13 kN/m^3 y 14 kN/m^3 . En contraposición, el mínimo se manifiesta para valores cercanos a 9% de bentonita y pesos unitarios secos cercanos a 16 kN/m^3 . Esta situación se reproduce de manera similar en la Figura 4.33.

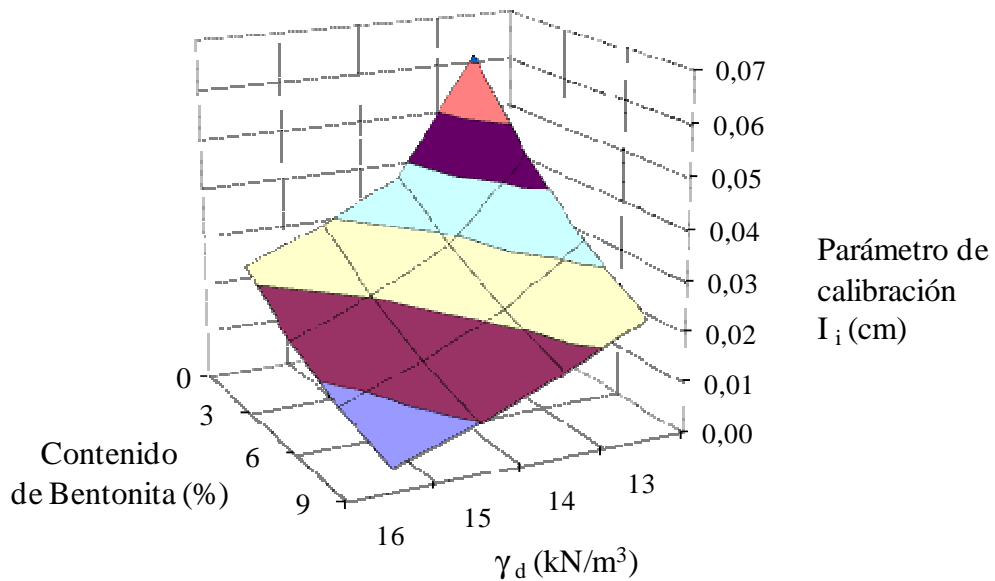


Figura 4.32 Relación entre el parámetro de Infiltración inicial respecto del contenido de bentonita y γ_d

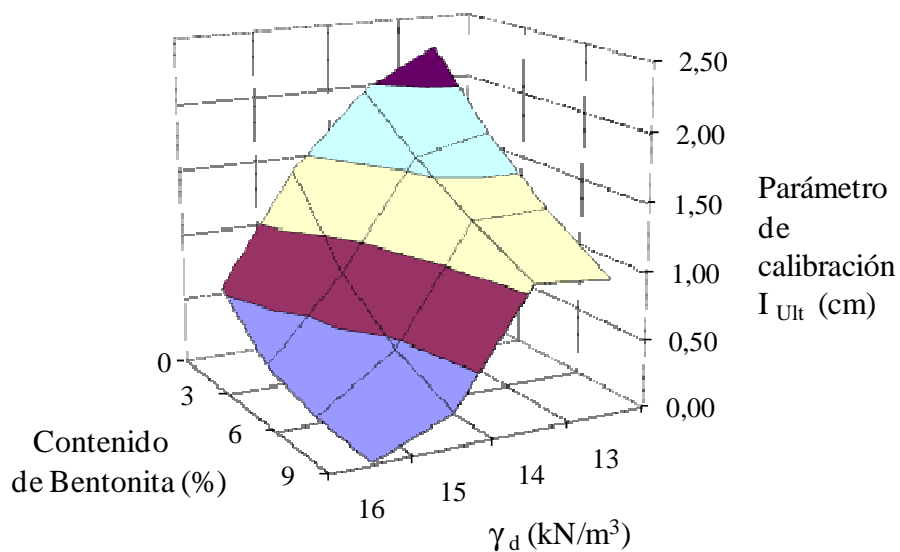


Figura 4.33 Relación entre el parámetro de Infiltración Última respecto del contenido de bentonita y γ_d

De esta manera y considerando las variables analizadas los parámetros de calibración infiltración inicial (I_{ini}) e Infiltración última (I_{ult}) adquieren la forma de las ecuaciones 4.10 y 4.11 manifestando una dimensión en términos de cm. Estas ecuaciones solo son válidas para un rango

de compactación entre 13 kN/m^3 y $17,5 \text{ kN/m}^3$ ya que para valores superiores la ecuación 4.11 resulta con valores negativos carente de significa físico alguno.

$$I_{ini} = 1,611 \cdot e^{(-0,2512 \cdot \gamma_d)} \cdot e^{\left\{ \left[(-0,0121 \cdot \gamma_d^2 + 0,3456 \cdot \gamma_d - 2,5515) \cdot B(\%) \right] \right\}} \quad (4.10)$$

$$I_{ult} = (-0,1404 \cdot \gamma_d^2 + 3,7846 \cdot \gamma_d - 23,219) \cdot e^{\left\{ \left[(-0,0445 \cdot \gamma_d^2 + 1,2568 \cdot \gamma_d - 8,9076) \cdot B(\%) \right] \right\}} \quad (4.11)$$

Donde, γ_d corresponde al peso unitario seco y B (%) al porcentaje de bentonita incorporado.

Las Figuras 4.34, 4.35, 4.36 y 4.37 muestran el modelo teórico propuesto para mezclas compactadas considerando el contenido de bentonita y el peso unitario seco de diseño. Así, las funciones propuestas reproducen la respuesta de infiltración de muestras de suelo ML local sin adición y mezclas suelo- bentonita remoldeadas y compactadas en laboratorio. Para mezclas sin adición de bentonita y γ_d próximo a 13 kN/m^3 se observó una dispersión de los valores experimentales respecto del modelo propuesto para tiempos menores a 30 minutos. Esta diferencia carece de relevancia por encontrarse el flujo sin estabilización.

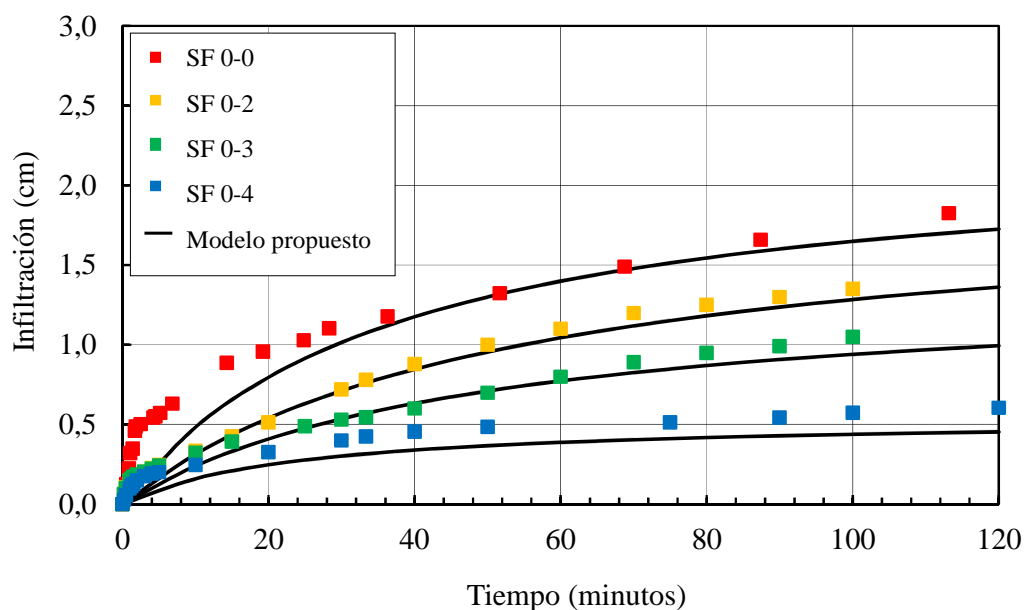


Figura 4.34 Modelado de la infiltración en suelo local sin adición

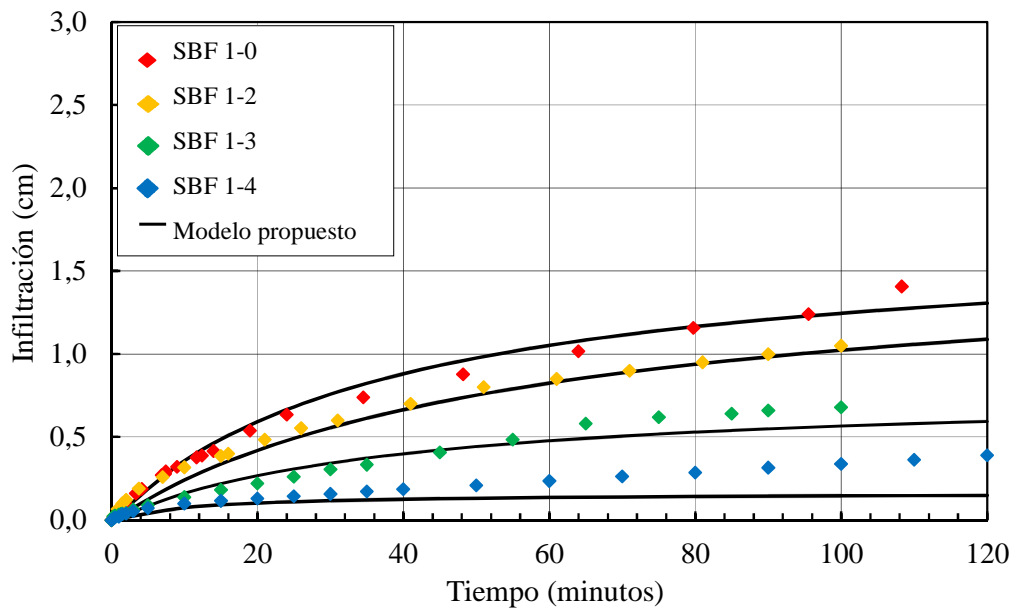


Figura 4.35 Modelado de la infiltración en mezclas con 3% de bentonita

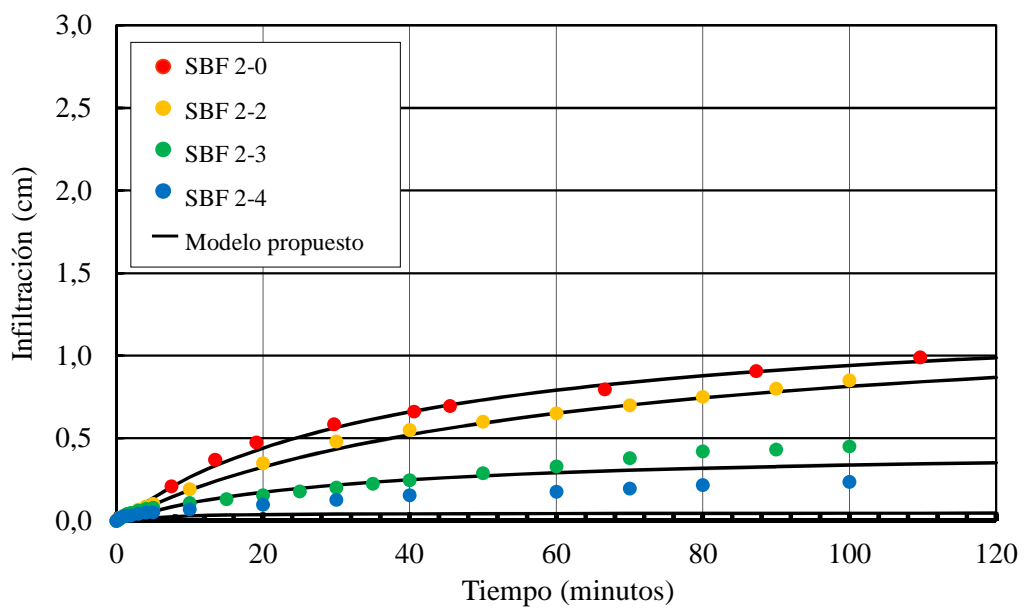


Figura 4.36 Modelado de la infiltración en mezclas con 6% de bentonita

Se observó una diferencia entre los valores experimentales y el modelo propuesto para mezclas compactadas con γ_d superior a 16 kN/m^3 y adición de 3%, 6% y 9% de bentonita principalmente debido a que el modelo muestra en los gráficos tendencia de infiltración para cada

valor teórico de peso unitario seco. Alvanzar dichos valores teóricos en laboratorio presentó algunas dificultades debido en primer lugar a la manipulación de la bentonita en estado humedecido y en segundo lugar al método estático de compactación empleado.

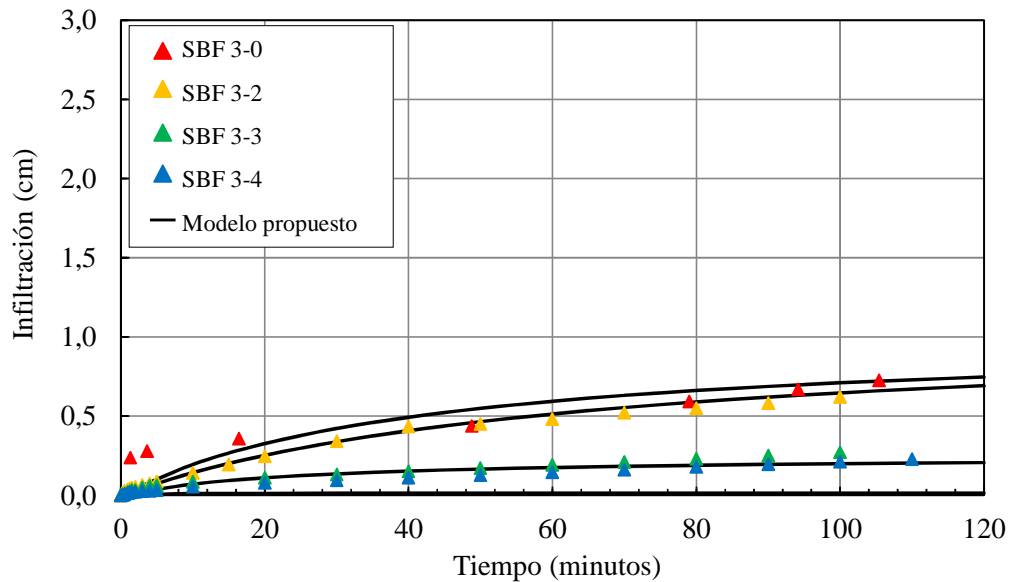


Figura 4.37 Modelado de la infiltración en mezclas con 9% de bentonita

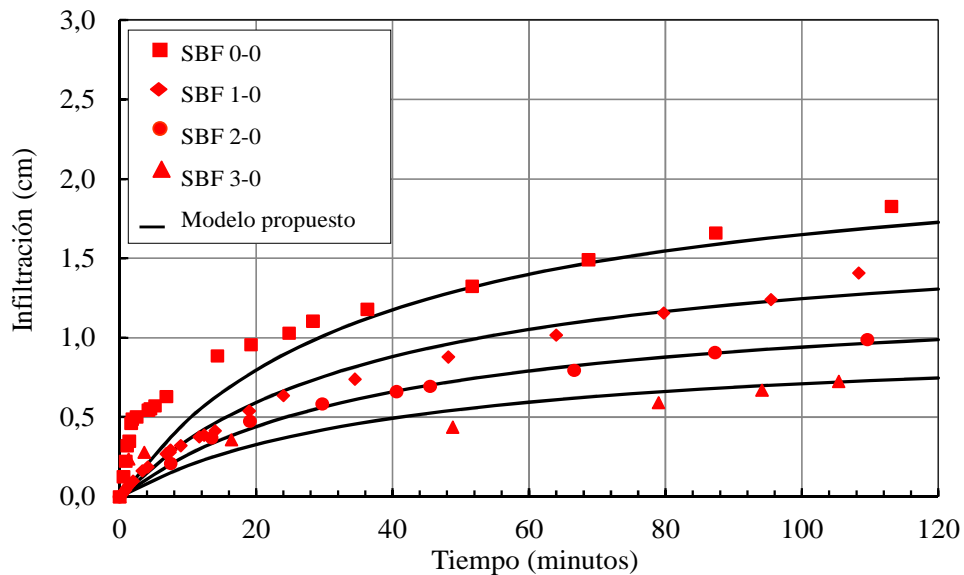


Figura 4.38 Modelado de la infiltración en mezclas ($\gamma_d = 13 \text{ kN/m}^3$)

En las Figuras 4.38, 4.39 y 4.40 los resultados se presentan en función del contenido de bentonita adicionado. Se aprecia de manera más clara que el modelo teórico propuesto se ajusta a la tendencia de comportamiento de los datos experimentales.

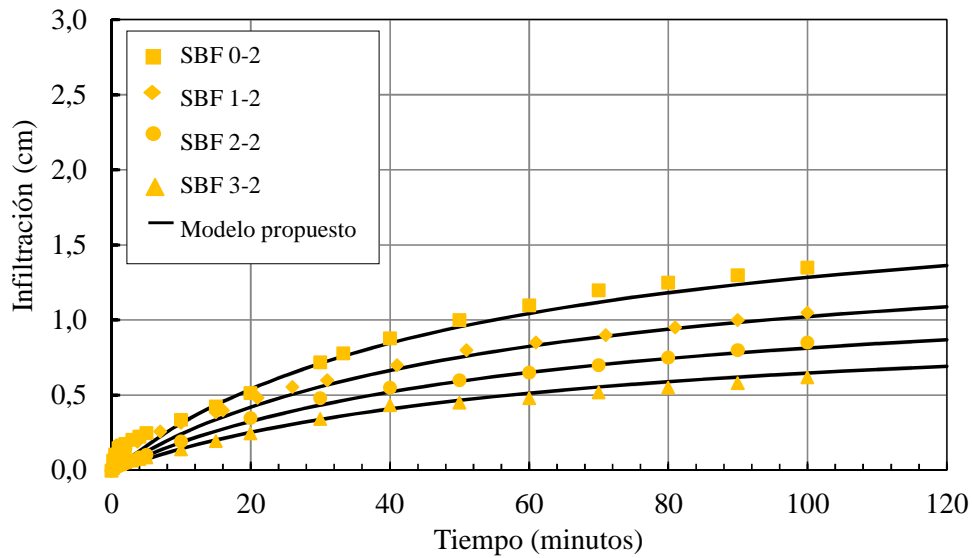


Figura 4.39 Modelado de la infiltración en mezclas compactadas ($\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$)

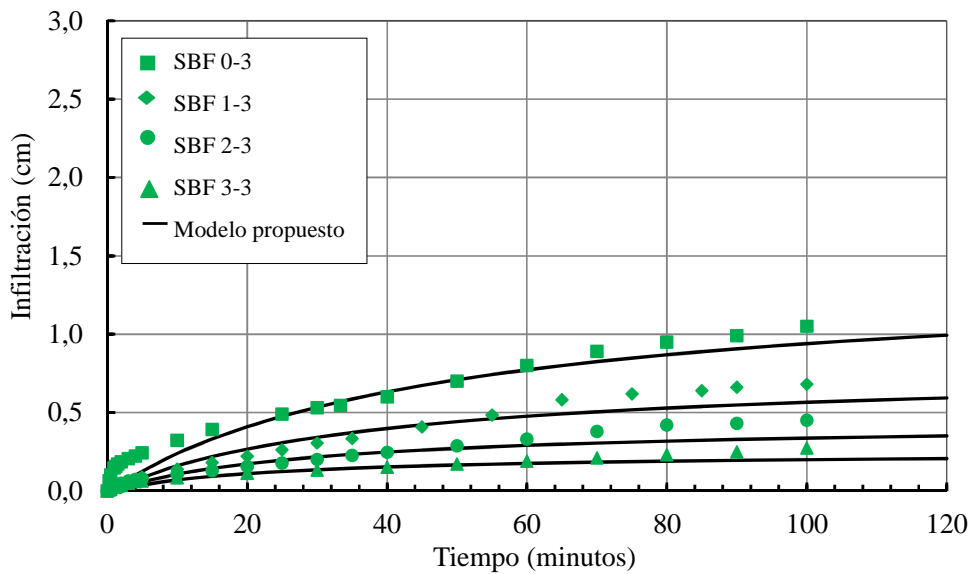


Figura 4.40 Modelado de la infiltración en mezclas compactadas ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$)

4.4.2 Modelado de la conductividad hidráulica obtenida en laboratorio

La conductividad hidráulica k es considerada un parámetro clave en los proyectos relacionados a la gestión de residuos domiciliarios, puntualmente importante en la etapa de diseño de las barreras que conforman los rellenos sanitarios destinados a contener los desechos y reducir la contaminación de las aguas subterráneas o recursos hídricos cercanos.

Algunos proyectos no disponen de los recursos económicos para ejecutar ensayos de laboratorio o de campo. Por este motivo numerosos autores han trabajado para obtener métodos simples predictivos del valor de conductividad hidráulica saturada considerando la porosidad del suelo, los límites de consistencia y la distribución granulométrica, los cuales pueden ser obtenidos en laboratorio mediante ensayos económicos de rutina.

En base a lo anterior, en este trabajo se propusieron relaciones sencillas capaces de predecir los valores de conductividad hidráulica saturada de mezclas compactadas empleando para ello algunos parámetros geotécnicos como la relación de vacíos e , el peso unitario seco γ_d , los límites de consistencia y el contenido de bentonita.

El primer modelo teórico propuesto se desarrolló en base a funciones potenciales. La Figura 4.41 muestra los valores de conductividad hidráulica experimentales obtenidos a partir del uso del equipo de permeabilidad a pared flexible respecto de la relación de vacíos “ e ”. Las líneas continuas representan la propuesta teórica de comportamiento.

La Tabla 4.6 resume las ecuaciones que estiman la conductividad hidráulica k (m/s) en función de la relación de vacíos “ e ” para distintos contenidos de bentonita. Se analizó la dispersión en cada caso mediante el método de mínimos cuadrados obteniéndose el valor R^2 .

Tabla 4.6 Modelo teórico potencial en función de la relación de vacíos

Muestra	Bentonita(%)	Modelo potencial de Calibración		
		Color	Relación	R^2
SF0-0 /SF0-1 /SF0-2 /SF0-3 /SF0-4	0	negro	$k= 6 \times 10^{-07} \cdot e^{7,16}$	0,784
SBF 1-0 /SBF 1-1 /SBF 1-2 /SBF 1-3 /SBF 1-4	3	azul	$k= 4 \times 10^{-07} \cdot e^{6,55}$	0,897
SBF 2-0 /SBF 2-1 /SBF 2-2 /SBF 2-3 /SBF 2-4	6	rojo	$k= 3 \times 10^{-07} \cdot e^{8,53}$	0,724
SBF 3-0 /SBF 3-1 /SBF 3-2 /SBF 3-3 /SBF 3-4	9	verde	$k= 3 \times 10^{-07} \cdot e^{8,86}$	0,853

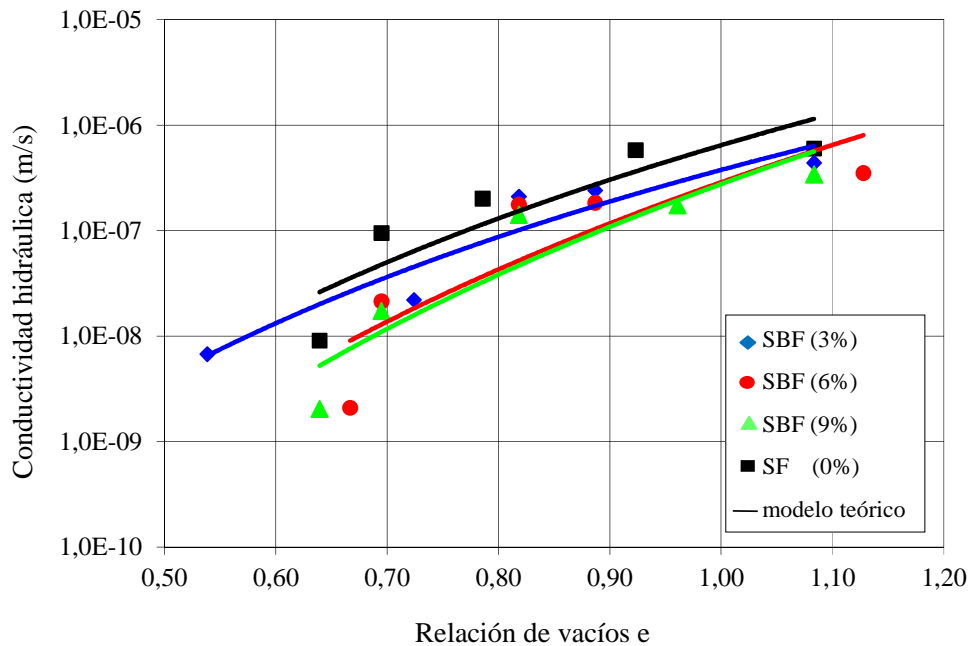


Figura 4.41 Modelado de k_{sat} versus e mediante modelo potencial

Esta primer propuesta podría ser comparada a priori con el tipo de ecuación que presentaron los autores Samarasinghe et al (1982) donde la variable “e” resulta estar elevada a un factor que puede estar en el rango entre 3,97 -6,39 siendo en general próximo a 5 (Shridharan y Nagaraj, 2005) para el caso de arcillas remoldeadas normalmente consolidadas. Sin embargo, para lograr una mejor comparativa se aplicó el modelo propuesto por Samarasinghe et al (1982) para el caso de mezclas limo-bentonita.

Los resultados obtenidos se muestran en Figura 4.42 para los distintos contenidos de bentonita. La Tabla 4.7 muestra la ecuación propuesta por Samarasinghe et al (1982) adaptada a las mezclas limo-bentonita elaboradas en este trabajo.

Tabla 4.7 Modelo Samarasinghe adaptado a mezclas limo-bentonita

Muestra	Bentonita(%)	Modelo Samarasinghe et al (1982)	
		Color	Relación
SF0-0 /SF0-1 /SF0-2 /SF0-3 /SF0-4	0	negro	$k = 1,2 \times 10^{-06} \cdot [e^{9,55}/(1+e)]$
SBF 1-0 /SBF 1-1 /SBF 1-2 /SBF 1-3 /SBF 1-4	3	azul	$k = 7,59 \times 10^{-07} \cdot [e^{6,98}/(1+e)]$
SBF 2-0 /SBF 2-1 /SBF 2-2 /SBF 2-3 /SBF 2-4	6	rojo	$k = 5,89 \times 10^{-07} \cdot [e^{8,99}/(1+e)]$
SBF 3-0 /SBF 3-1 /SBF 3-2 /SBF 3-3 /SBF 3-4	9	verde	$k = 5,62 \times 10^{-07} \cdot [e^{9,32}/(1+e)]$

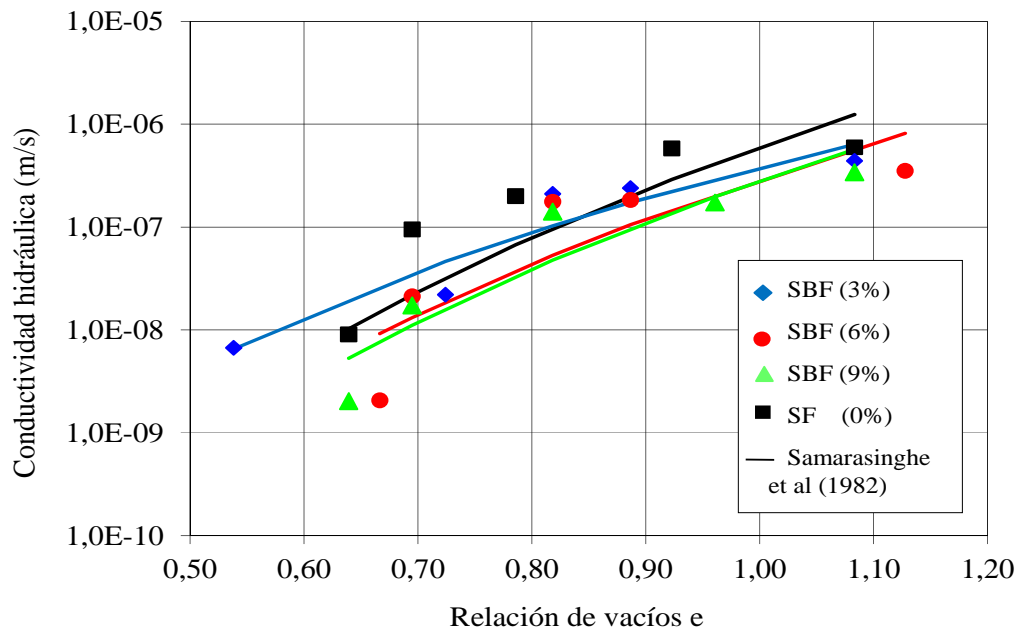


Figura 4.42 Modelo Samarasinghe et al (1982) adaptado a mezclas limo-bentonita

Se manifiesta que el modelo propuesto por Samarasinghe et al (1982) presenta una mayor dispersión en relación a las muestras sin adición mientras que para las mezclas con bentonita el modelo ajusta los resultados con menor dispersión. La tendencia de comportamiento resultó lineal.

La variable “e” resulta estar elevada a un factor que varía entre 6,98 - 9,55 para el caso de mezclas limo-bentonita siendo este rango superior al correspondiente para mezclas arcillosas. Se podría inferir que la potencia a la cual se eleva la relación de vacíos “e” en mezclas limo-bentonita resulta mayor con el incremento de la plasticidad.

El segundo modelo teórico propuesto se trabajó considerando la relación de vacíos “e” y el contenido de bentonita mediante una formulación logarítmica. Se obtuvieron así las ecuaciones 4.12, 4.13 y 4.14.

$$k(m/s) = k_{ini} \cdot \ln(e) + C \quad (4.12)$$

$$k_{ini} = 1 \times 10^{-06} \cdot e^{(-0,14 \cdot B(\%))} \quad (4.13)$$

$$C = 4,3 \times 10^{-07} \cdot e^{(-0,1254 \cdot B(\%))} \quad (4.14)$$

La ecuación 4.12 presenta dos factores de calibración, el primero denominado conductividad hidráulica inicial k_{ini} definido por una función potencial considerando la relación de vacíos y el contenido de bentonita (%B) mientras que el segundo factor C definido de manera similar. Similar a lo propuesto por Nishida and Nakagawa (1969) quienes plantearon la correlación entre el índice de plasticidad y la relación de vacíos para cualquier tipo de arcillas cubriendo un amplio rango de índice de plasticidad.

La Figura 4.43 muestra el segundo modelo propuesto. Se analizó la respuesta mediante el método de mínimos cuadrados obteniéndose el valor de R^2 igual a 0,986 para $e=1,08$ y R^2 igual a 0,84 para $e=0,64$

Una tercera propuesta de modelo se planteó mediante el empleo de funciones potenciales considerando el peso unitario seco de las mezclas. Así, la Tabla 4.8 muestra los resultados obtenidos para diferentes contenidos de bentonita..

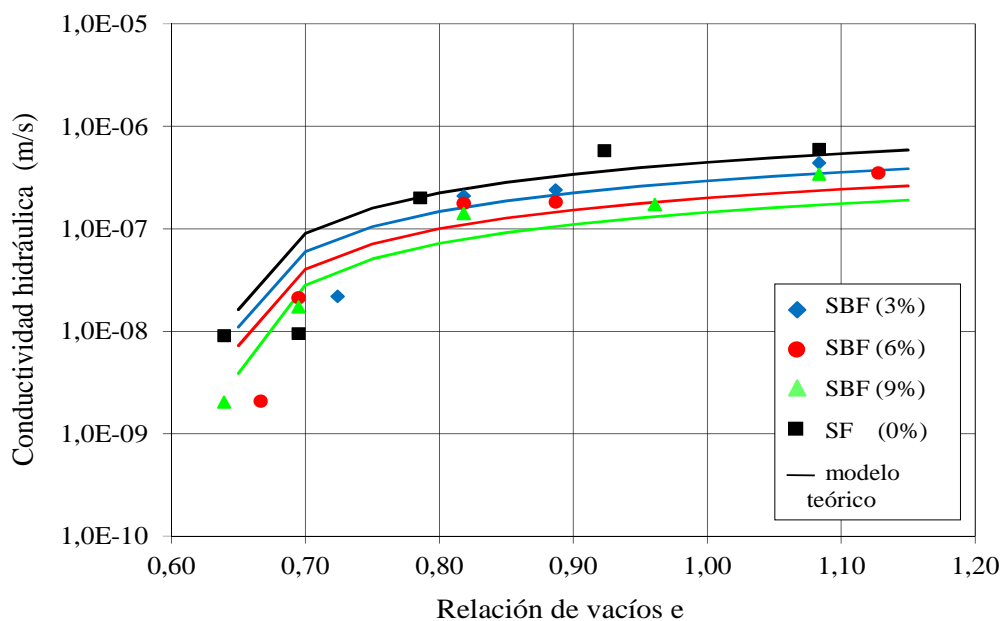


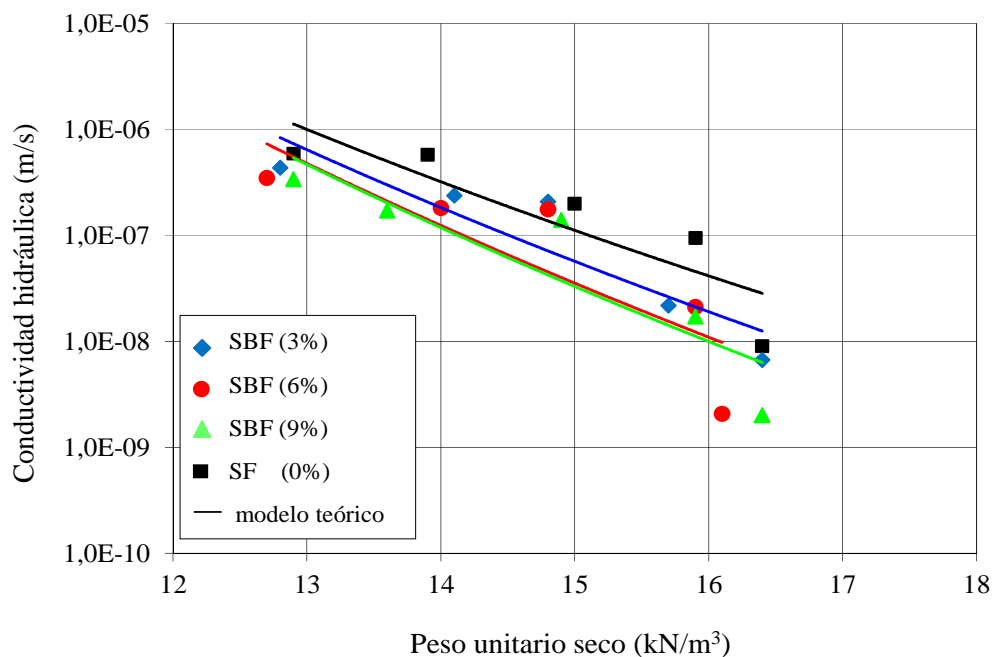
Figura 4.43 Modelado de k_{sat} versus e mediante función logarítmica considerando contenido de bentonita

Tabla 4.8 Modelo teórico potencial en función del peso unitario seco

Muestra	Bentonita(%)	Modelo potencial de Calibración		
		Color	Relación	R ²
SF0-0 /SF0-1 /SF0-2 /SF0-3 /SF0-4	0	negro	$k= 6 \times 10^{11} \cdot \gamma_d^{-15,32}$	0,762
SBF 1-0 /SBF 1-1 /SBF 1-2 /SBF 1-3 /SBF 1-4	3	azul	$k= 5 \times 10^{12} \cdot \gamma_d^{-16,96}$	0,832
SBF 2-0 /SBF 2-1 /SBF 2-2 /SBF 2-3 /SBF 2-4	6	rojo	$k= 9 \times 10^{13} \cdot \gamma_d^{-18,18}$	0,706
SBF 3-0 /SBF 3-1 /SBF 3-2 /SBF 3-3 /SBF 3-4	9	verde	$k= 2 \times 10^{14} \cdot \gamma_d^{-18,52}$	0,803

La Figura 4.44 muestra los valores de conductividad hidráulica estimados considerando la variable de análisis. Los resultados para el suelo local sin adición empleando el modelo potencial de estimación de la conductividad hidráulica en relación al peso unitario seco fueron comparados con los obtenidos por Aiassa y Arrúa (2009) quienes propusieron la ecuación 4.15 con el objeto de predecir el valor de la permeabilidad del suelo limoso de Córdoba sin adición de bentonita y en estado compactado.

$$k(m/s) = 2,41 \times 10^{43} \cdot \gamma_d^{-42,37} \quad (4.15)$$

Figura 4.44 Modelado de k_{sat} versus γ_d considerando función potencial

Se manifiesta que las ecuaciones obtenidas en la Tabla 4.8 son similares a las obtenidas por Aiassa y Arrúa (2009). La tendencia de comportamiento fue lineal. Sin embargo, los factores que conforman las ecuaciones propuestas para mezclas con adición de bentonita presentan diferencias respecto de los factores propuestos por Aiassa y Arrúa (2009).

Se podría inferir a priori que esta diferencia podría ser consecuencia de los diferentes métodos de compactación empleados (estático versus dinámico), a la presencia de bentonita en las mezclas y al tipo de celda utilizada para la estimación de la conductividad hidráulica (pared rígida versus pared flexible). Montoro y Francisca (2011) resumieron los principales factores que pueden afectar la conductividad hidráulica del suelo destacando entre ellos el tipo de permeámetro empleado dando como diferencia hasta un orden de magnitud en los valores k (m/s) obtenidos. Por otro lado desde un punto de vista estructural la adición de bentonita genera una disminución del peso unitario seco de la mezcla con lo cual es esperable que las ecuaciones propuestas en la tabla 5.17 muestren un decremento suave del valor de conductividad hidráulica en función del incremento del peso unitario seco.

Una cuarta propuesta se consideró al analizar no solo el peso unitario seco γ_d de las mezclas sino además el contenido de bentonita incorporado. En base a la expresión de una función polinómica de segundo grado, utilizando funciones logarítmicas y calibrando los coeficientes de ajuste A, B y C mediante funciones polinómicas de tercer grado se obtuvieron las ecuaciones 4.16, 4.17, 4.18 y 4.19 donde b es igual al contenido de bentonita.

$$\log k(m/s) = A.(\log \gamma_d)^2 + B.(\log \gamma_d) + C \quad (4.16)$$

Siendo,

$$A = 0,6681.b^3 - 9,1861.b^2 + 22,698.b - 250,38 \quad (4.17)$$

$$B = -3.3435.b^3 + 37,312.b^2 - 84,419.b + 562,63 \quad (4.18)$$

$$C = 0,8407.b^3 - 11,669.b^2 + 28,823.b - 322,23 \quad (4.19)$$

La ecuación 4.16 presentó un mejor ajuste para mezclas con 0%, 3% y 6% de bentonita no así para 9% donde se halló una pequeña dispersión entre lo estimado respecto de los resultados experimentales.

La Figura 4.45 muestra en líneas continuas el cuarto modelo propuesto para 0%, 3%, 6% y 9% de adición de bentonita.

Este cuarto modelo es similar al planteado por Mesri y Olson (1971) con la diferencia que la ecuación 4.16 presenta un término cuadrático y además su variable independiente es el peso unitario seco mientras que los autores anteriormente citados desarrollaron el modelo en función de la relación de vacíos.

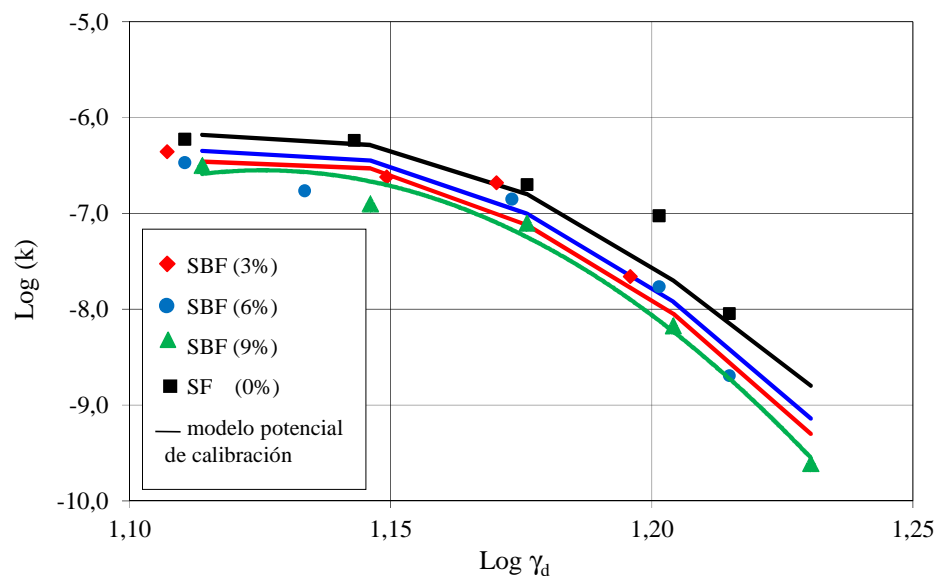


Figura 4.45 Modelado de k_{sat} versus γ_d mediante función polinómica de segundo orden.

Hasta aquí las ecuaciones desarrolladas han contemplado el modelado de la conductividad hidráulica saturada respecto de los factores que inciden de mayor medida en el comportamiento hidráulico de las mezclas. Sin embargo, algunos investigadores evaluaron a partir del año 1969 (Chapuis, 2012) la posibilidad de desarrollar métodos sencillos de estimación de la conductividad hidráulica a partir de correlaciones con parámetros geotécnicos los cuales son de obtención simple

y rutinaria. Con esta visión se desarrollaron algunos métodos de estimación de k (m/s) en función de los límites de consistencia del suelo.

Lambe (1954), Mesri y Olson (1971), D'Appolonia (1980), Daniel (1987), Kenney et. al. (1988) y Benson et. al. (1994) destacaron que los suelos con mayor contenido de finos y presencia de arcillas activas generalmente presentan menores valores de conductividad hidráulica debido al comportamiento del espesor de la doble capa difusa de las partículas arcillosas. Conjuntamente comprobaron que esa conductividad hidráulica hallada resultaba ser menor en relación al incremento del contenido de finos, del límite líquido, del límite de plasticidad y de la saturación inicial de las muestras.

Considerando lo anterior, se trabajó en el quinto modelo teórico propuesto relacionando los límites de Atterberg de las mezclas con la conductividad hidráulica considerando dos estados de compactación distintos y diferentes contenidos de bentonita.

En base a la Figura 4.12 del presente capítulo y para las relaciones de vacíos extremas (muestra en estado suelto $e = 1,08$ y muestra en estado de máxima compactación $e = 0,64$) se planteó la asociación entre el índice de plasticidad de las distintas muestras con contenidos de bentonita y la conductividad hidráulica saturada (ecuación 4.20 y 4.21). Se analizó la dispersión mediante el método de mínimos cuadrados obteniendo un valor de R^2 igual a 0,98 para $e = 1,08$ y $R^2 = 0,85$ para $e = 0,64$.

$$k(m/s) = -2 \times 10^{-07} \cdot \ln I_p + 7 \times 10^{-07} \quad (4.20)$$

$$k(m/s) = -5 \times 10^{-09} \cdot \ln I_p + 1 \times 10^{-08} \quad (4.21)$$

Estas ecuaciones pueden ser empleadas de manera práctica y sencilla para evaluar la posibilidad de admitir un material para construir una barrera compactada en la etapa de diseño y considerando la ejecución de ensayos rutinarios y económicos como los ensayos de Atterberg en laboratorio. Cabe aclarar que las ecuaciones 4.20 y 4.21 pueden ser aplicadas a materiales que presenten similar composición respecto de los empleados en este trabajo.

Similar a lo investigado por Carrier y Beckman (1984) para arcillas naturales remoldeadas, la permeabilidad resulta inversamente proporcional al índice de plasticidad de las mezclas limo-bentonita. A mayor índice I_p menor valor de conductividad hidráulica saturada para una relación de vacíos determinada.

De esta forma, se puede afirmar que el índice de plasticidad I_p para mezclas con bentonita remoldeadas y compactadas representa un parámetro influyente en la predicción de los valores de conductividad hidráulica k . Sin embargo, autores como Farrar y Colmean (1967), Muhunthan (1991), Samarasinghe et. al (1982), Nagaraj (1993), Sivappullaiah (2000), Sridharan y Nagaraj (2000) y Santamarina et. al. (2002) concluyeron que si bien la conductividad hidráulica puede ser modelada en función de parámetros simples puede ocurrir que dos tipos de suelos presenten similares índices líquidos pero distintas plasticidades.

Dolinar (2009) propuso estimar la conductividad hidráulica saturada en arcillas remoldeadas considerando la superficie específica ya que el tamaño de los granos determina la tortuosidad del flujo de agua y las características de la sección transversal del conducto de circulación. Considerando lo anterior resulta interesante profundizar el estudio analizando la influencia de esta particularidad.

4.4.3 Modelado de la conductividad hidráulica empleando Kozeny - Carman

Los modelos simples para estimar la conductividad hidráulica de mezclas, basados en propiedades geotécnicas obtenidas en laboratorio a través de ensayos económicos y de rutina contribuyen como bien resume Chapuis (2012) a la reducción de tiempos y costos en relación al gerenciamiento de proyectos de ingeniería.

La ecuación teórica más conocida para estimar la conductividad hidráulica de los suelos es la desarrollada por Kozeny – Carman (K-C). Esta ecuación predice la proporcionalidad entre el valor de conductividad hidráulica saturada y $e^3/(1+e)$ asumiendo de manera implícita que el material de estudio es isótropo y homogéneo. Sin embargo algunos autores no hallaron tal proporcionalidad demostrando que los suelos en la realidad son materiales anisótropos (Chapuis, 2012).

Existen en la literatura numerosas adaptaciones de la ecuación K-C para suelos arenosos (tamaños superiores a limos) pero escaso es el registro sobre suelos limo - arcillosos (Schaap y Lebron, 2001; Chapuis y Aubertin, 2003). De este modo, y para el ámbito local sobre la base de resultados de conductividad hidráulica saturada obtenidos en laboratorio se propuso lograr un modelo basado en la ecuación de K-C para suelos locales con adición de bentonita.

Linealizando la respuesta de la conductividad hidráulica en función de las relaciones de vacíos $e^3/(1+e)$, considerando aproximaciones lineales y distintos contenidos de bentonita se obtuvieron las ecuaciones 4.22, 4.23 y 4.24.

$$k_{sat} = A \cdot \log\left(\frac{e^3}{1+e}\right) - C \quad (4.22)$$

$$A = 0,1564 \cdot B(\%) + 2,2026 \quad (4.23)$$

$$C = -0,0267 \cdot B(\%) + 5,72 \quad (4.24)$$

Donde, k = conductividad hidráulica saturada en m/s, A y C son los parámetros de ajuste del modelo K-C en función del contenido de bentonita B expresado en porcentaje.

La ecuación 4.22 podría ser expresada también como la ecuación 4.25.

$$k_{sat} (m/s) = 10^{\left\{ A \left[\log(e^3/1+e) \right] - C \right\}} \quad (4.25)$$

Esta ecuación fue verificada para un contenido de bentonita en el rango entre 0% - 9% y para un peso unitario seco γ_d en el rango entre 13 kN/m³ y 16,5 kN/m³. Si comparamos su expresión respecto de la ecuación obtenida por Taylor (1948) ambas formulaciones resultan similares para suelos con presencia de arcillas con la salvedad de estar acompañadas de diferentes constantes de ajuste.

La Figura 4.46 muestra los resultados de conductividad hidráulica saturada obtenidos de manera experimental mediante el empleo del permeámetro a pared flexible respecto de la relación de vacíos de $e^3/(1+e)$.

En líneas continuas se muestra el modelo propuesto en base a K-C para las distintas mezclas de estudio.

Si bien el modelo reproduce con muy buena aproximación los valores experimentales, se manifiesta una pequeña dispersión en todos los casos analizados siendo más destacada en muestras con mayor contenido de bentonita.

Comparado con Carman (1939) se destaca que el modelado de la conductividad hidráulica de mezclas con presencia de material fino no siempre demuestra ser sencillo sin embargo los resultados reflejan una tendencia general de comportamiento con buena aproximación.

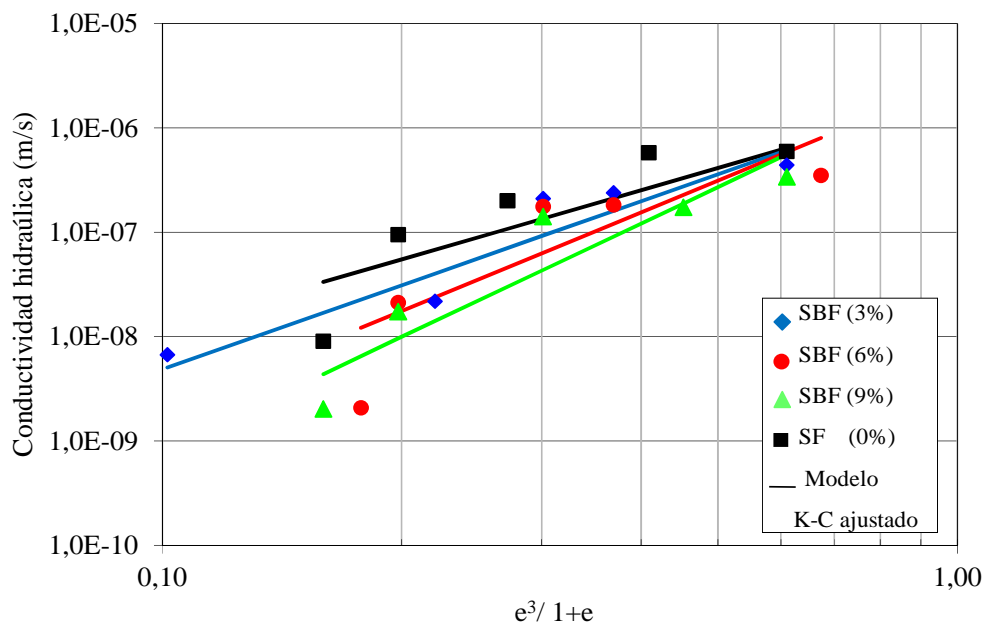


Figura 4.46 Modelado k_{sat} versus $e^3/(1+e)$ considerando pared flexible

Las diferencias de manifiesto en general podrían atribuirse a dos motivos, en primer lugar al complejo comportamiento de interacción repulsiva entre los agregados debido al desarrollo de la doble capa difusa en la superficie de las partículas de arcilla lo cual se traduce en la existencia de

poros de menor tamaño (Carman, 1939) y en segundo lugar a una microestructura con algunos poros quizás no ocluidos como resultado de una modificación en el contenido de bentonita presente en los poros de la muestra como consecuencia del incremento en el grado de compactación (Sällfors y Öberg -Högsta, 2002).

La Figura 4.47 presenta la variación de la conductividad hidráulica saturada respecto de la relación de vacíos $e^3/(1+e)$ considerando los resultados obtenidos en el permeámetro a pared flexible, los resultados de ensayos de infiltración en edómetros y el modelo propuesto en la ecuación 4.22 representado por líneas continuas.

Se observa que si bien se manifiesta una dispersión sobre todo para las muestras confinadas y sometidas a elevadas presiones verticales, el modelo propuesto reproduce en general la tendencia de comportamiento. Similar resultado obtuvieron Dewhurst et al (1999) para muestras de arcilla de Londres remoldeadas y Lapierre et al (1990). Todos ellos evaluados en Chapuis (2012).

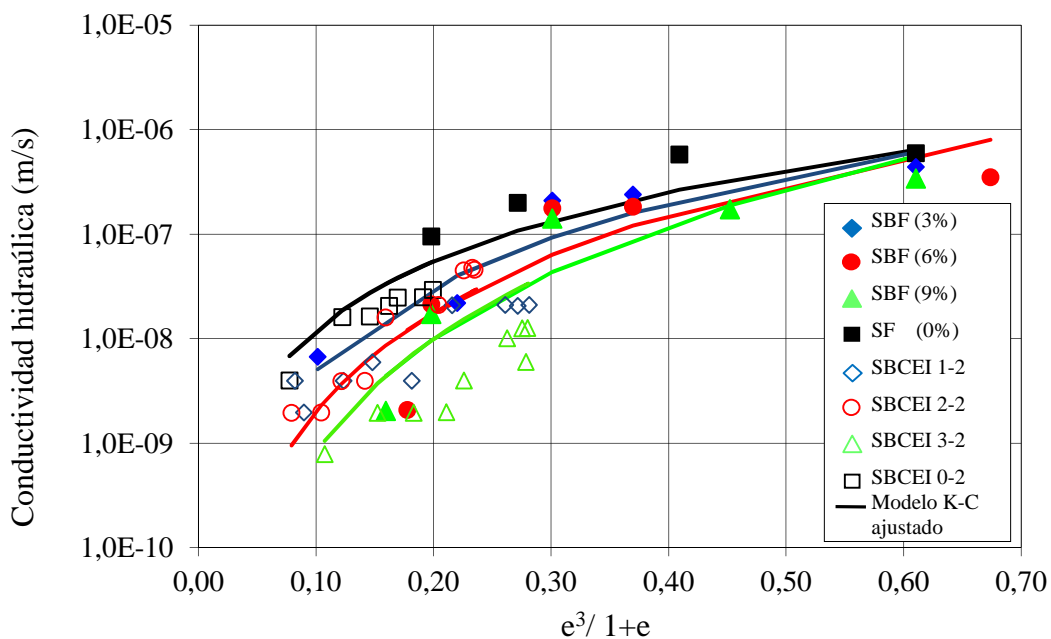


Figura 4.47 Modelo propuesto versus conductividad hidráulica experimental

Analizando los resultados obtenidos no se visualizó una relación lineal entre k y $e^3/(1+e)$ según lo estimado por Carman (1937), en principio esto manifestaría que un suelo real en estado

remoldeado dista de ser homogéneo e isótropo según la hipótesis considerada por Carman en su modelo. Similar hallazgo obtuvo Dolinar (2009).

En segundo lugar el modelo presenta mayor dispersión respecto de los datos obtenidos en celdas edométricas esto podría ser atribuido a la variación igual a un orden de magnitud que se manifiesta respecto de los valores de conductividad hidráulica obtenidos a pared flexible ya que el tipo de permeámetro empleado influye en la determinación de la conductividad hidráulica (Montoro y Francisca, 2011).

En tercer lugar, es importante mencionar que la trayectoria de flujo vertical en muestras ensayadas en celdas edométricas fue próxima a 0,025 m mientras que las muestras ensayadas a pared flexible presentan una trayectoria mayor a 0,15 m. Este efecto de escala podría estar influyendo en aquellas muestras con incorporación de bentonita y sometidas a elevadas presiones verticales (Chapuis, 2012). Para corregir la dispersión mencionada anteriormente se trabajó en calibrar la ecuación 4.22 con respecto a los resultados de conductividad hidráulica saturada obtenidos en celdas edométricas. Se observó que si se aplican coeficientes de reducción o calibración la función propuesta reproduce de manera clara la tendencia de comportamiento. La Figura 4.48 muestra el modelo calibrado.

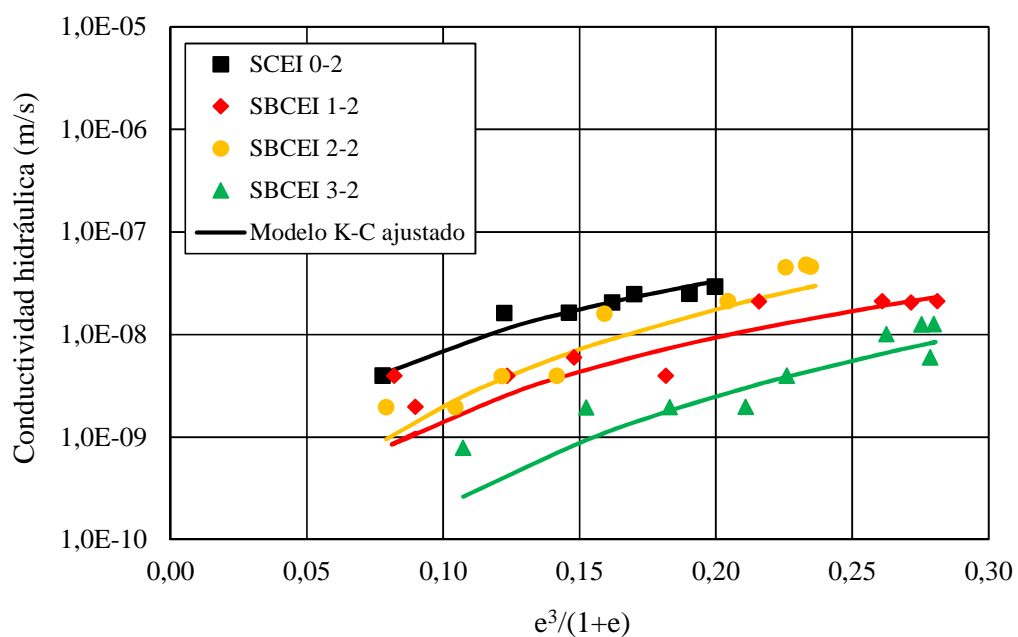


Figura 4.48 Modelo hidráulico en base a K-C para estimación de k_{sat}

Los coeficientes de calibración hallados fueron iguales a 0,6 para la muestra sin bentonita, 0,3 para la muestra con 3% de bentonita y 0,25% para la muestra con 9% de adición mientras que para la muestra con 6% de bentonita el modelo ajustó sin mayor dispersión. Se infiere que el modelo reproduce mejor los resultados en muestras con mayor contenido de bentonita. Cabe destacar que la escala del eje horizontal o de las abscisas presenta un rango menor respecto del utilizado en gráficos anteriores con el fin de visualizar de manera ampliada el modelo de ajuste.

Analizando el desempeño de la ecuación 4.22 propuesta para modelar los resultados de mezclas con adición de bentonita se obtuvo la Figura 4.49 donde se muestran los valores de k_{sat} medidos en laboratorio respecto de los k estimados por el modelo.

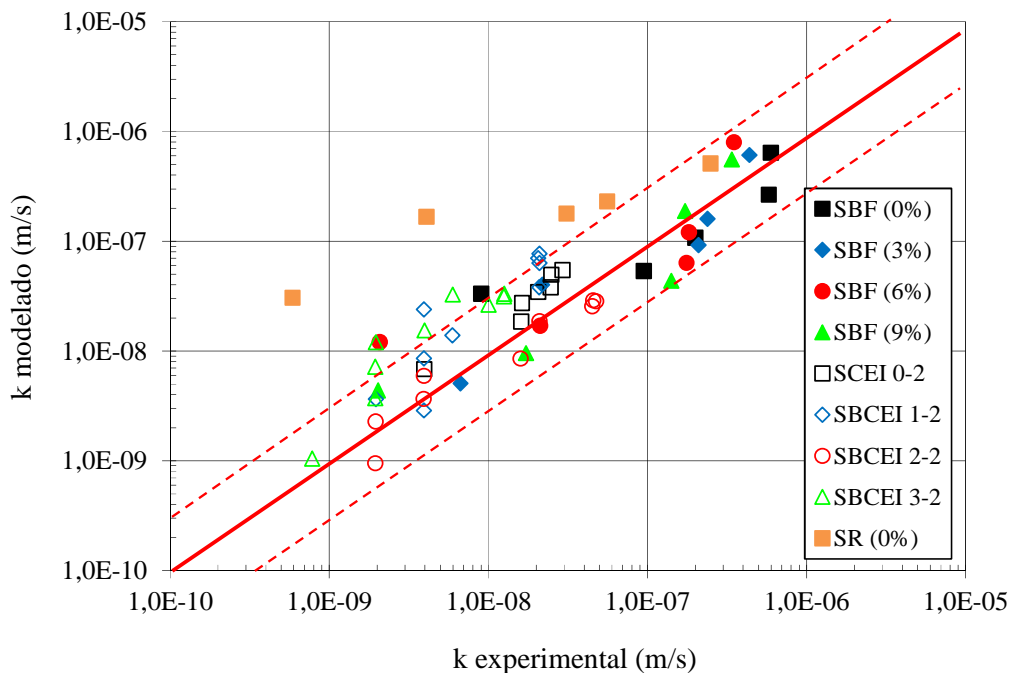


Figura 4.49 Desempeño del modelo K-C propuesto para mezclas limo-bentonita

Se manifiesta de manera clara que los puntos con mayor dispersión corresponden a los obtenidos aplicando el modelo propuesto en base a K-C para mezclas ensayadas en edómetros. Estos valores no se encuentran afectados por los coeficientes de reducción planteados anteriormente. Particularmente, los puntos que se encuentran más alejados de la línea de ajuste perfecto corresponden a muestras compactadas con γ_d próximo a 15 kN/m^3 , adición de 9% de bentonita y sometidas a elevadas presiones verticales. Por otro lado, la mayoría de los valores

estimados se encuentran próximos a la línea perfecta de ajuste entre líneas de contorno inferior y superior planteadas a priori en función de la respuesta observada.

Los resultados de k_{sat} estimados para las muestras ensayadas a pared rígida y sin adición de bentonita resultaron con buen ajuste para grados de compactación inferiores a 14 kN/m^3 . Para mezclas compactadas con un peso unitario seco superior se manifestó una elevada dispersión. Se podría atribuir a varios factores siendo entre ellos el impacto de la escala de las diferentes muestras en la trayectoria del flujo, una saturación insuficiente del material, la existencia de flujo preferencial entre las paredes de la celda rígida y la muestra, la existencia de poros de mayor tamaño como resultado de un contenido de humedad de moldeo menor al contenido óptimo de humedad dando como resultado una fábrica abierta y conduciendo a una mayor infiltración a través de la muestra (Mitchell y Soga, 2005). De esta forma el modelo no reprodujo la tendencia de comportamiento hidráulico de mezclas sin adición e infiltradas en celda a pared rígida.

Finalmente, el modelo propuesto en este trabajo en base a la ecuación de Kozeny - Carman y adaptado a suelos locales con adición de bentonita ajustó adecuadamente la tendencia general de comportamiento hidráulico de las mezclas cumplimentando la mayoría de los requisitos que se establecen en Chapuis (2012) para considerarlo de aplicación confiable. Se debe destacar que el mismo se trabajó sobre la base de muestras compactadas estáticamente en laboratorio.

Si bien es una herramienta útil para predecir la conductividad hidráulica saturada en mezclas limo-bentonita debe considerarse que la existencia de bentonita en un material está relacionada a comportamientos complejos donde cualquier mínimo defecto puede influir en el desempeño general de las barreras de las cuales forma parte. Por esta razón, evaluar el modelo propuesto en barreras compactadas de limo –bentonita en campo debería considerar el factor de escala para evaluar esta formulación de manera integral.

4.4.4 Modelado de la Infiltración en campo

Existen en la literatura artículos los cuales mencionan que las barreras conformadas por materiales arcillosos no presentan en campo los mismos valores de conductividad hidráulica saturada similares a los estimados en laboratorio (Daniel, 1984; Day et al, 1986).

Los valores de conductividad hidráulica hallados en prototipos a escala real de barreras compactadas suelen ser superiores a los estimados en laboratorio asumiéndose por los ingenieros geotécnicos a los largo de los años que la presencia de fisuras o quizás una compactación inadecuada en algunas zonas podrían ser los posibles defectos influyentes en el incremento del parámetro en cuestión.

Por este motivo, se trabajó en desarrollar un modelo teórico que reproduzca el desempeño hidráulico de una barrera compactada en campo analizando los resultados obtenidos respecto de los estimados en laboratorio para posteriormente detectar algún factor que interfiera en la respuesta hidráulica de los suelos locales.

La predicción de la infiltración en campo para diferentes grados de compactación ha sido uno de los problemas más importantes al cual se enfrentan los supervisores de construcción.

De esta manera, observando la relación entre la tasa de infiltración calculada para cada celda y el grado de compactación alcanzado en cada una de ellas y mediante una función simple de aproximación lineal se obtuvo la ecuación 4.27 que representa el modelo teórico que estima la tasa de infiltración I_r en función del tiempo para cada peso unitario seco γ_d .

$$I_r = f(\gamma_d, T) = \alpha_{(\gamma_d)} T \quad (4.27)$$

Donde, γ_d = peso unitario seco, T= tiempo en días, α pendiente de la función lineal.

La formulación planteada debe satisfacer las condiciones presentadas en las ecuaciones (4.28) y (4.29),

$$I_r(\gamma_d, 0) = 0 \quad (4.28)$$

$$\frac{\partial I_r(\gamma_d, 0)}{\partial T} = \alpha \quad (4.29)$$

La ecuación (4.28) impone la restricción de infiltración cero para un tiempo inicial cero. La ecuación (4.29) define a la derivada de la función propuesta I_r , como el valor de la pendiente de la recta tangente al gráfico de infiltración para un tiempo inicial cero.

A partir de las condiciones establecidas y considerando la aproximación numérica planteada en la ecuación (4.30) podemos obtener la ecuación (4.31) que estima la tasa de infiltración esperada en campo a través de una estructura de suelo compactado para diferentes grados de compactación.

$$\gamma_d = -2,65 \frac{\partial I_r}{\partial T} + 18,6 \quad (4.30)$$

$$I_r = 0,38 \gamma_{d(kN/m^3)} T(dias) + 7T(dias) \quad (4.31)$$

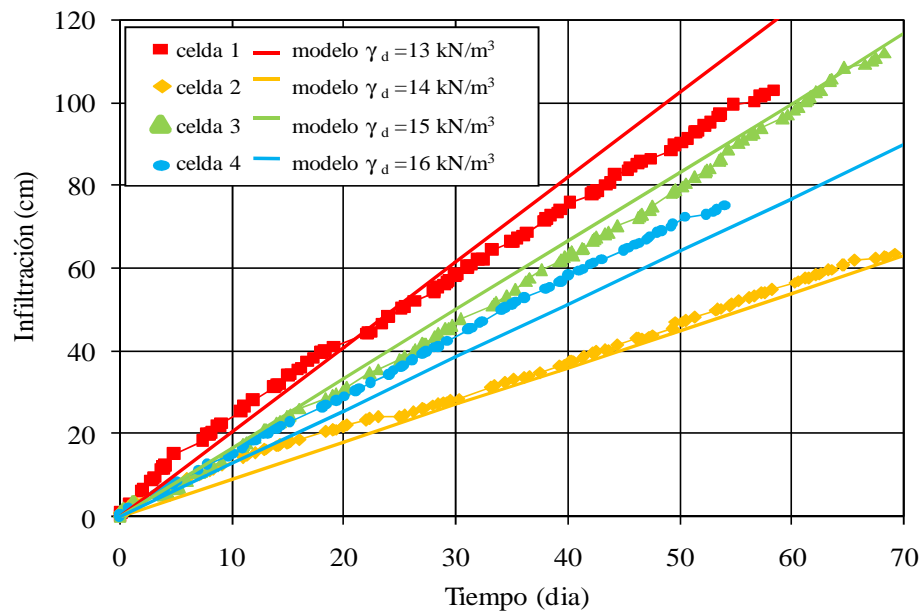


Figura 4.50 Modelado de la tasa de Infiltración en campo

En la Figura 4.50 se observa una dispersión entre el modelo propuesto y los resultados experimentales debido a que el modelo en línea continua está calculado con los pesos unitarios secos de diseño presentando los mismos una leve diferencia respecto de lo alcanzados en campo.

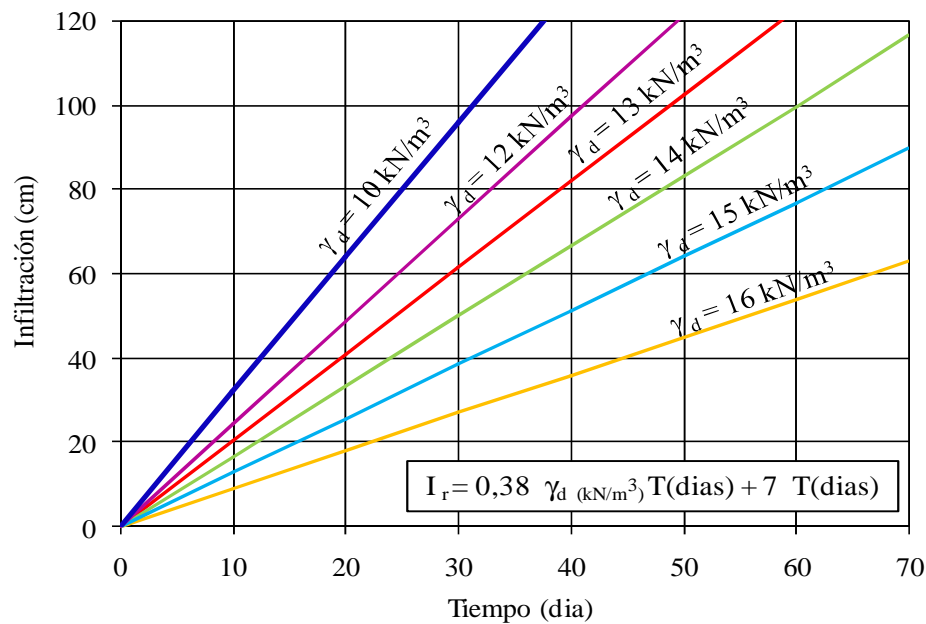


Figura 4.51 Modelo de la tasa de Infiltración para cada γ_d

La Figura 4.51 muestra el modelo de la tasa de infiltración estimada mediante el empleo de la ecuación (4.31) para distintos γ_d .

Comparando la conductividad hidráulica hallada en laboratorio en muestras sin adición de bentonita respecto de los valores hallados en los terraplenes de prueba en campo, y considerando al peso unitario seco relativo γ_d , el cual se obtiene respecto del γ_d máximo dado por ensayo Proctor; se propone la ecuación 4.32 como modelo de estimación de la conductividad hidráulica saturada. El valor R^2 evaluado fue igual a 0,85.

$$\log k = (-5,1435) \cdot \left[-(\log \gamma_{d \text{ relativo}}) \right]^{(-0,091)} \quad (4.32)$$

Donde, k = conductividad hidráulica saturada en (m/s) y $\gamma_{d \text{ relativo}}$ = peso unitario seco relativo. La Figura 4.52 expone el modelo teórico propuesto y los valores de conductividad hidráulica obtenidos para muestras sin bentonita (0%) mediante el empleo de celda de pared flexible (SF), celda de pared rígida (SR) y ensayo de infiltración en campo (I_r).

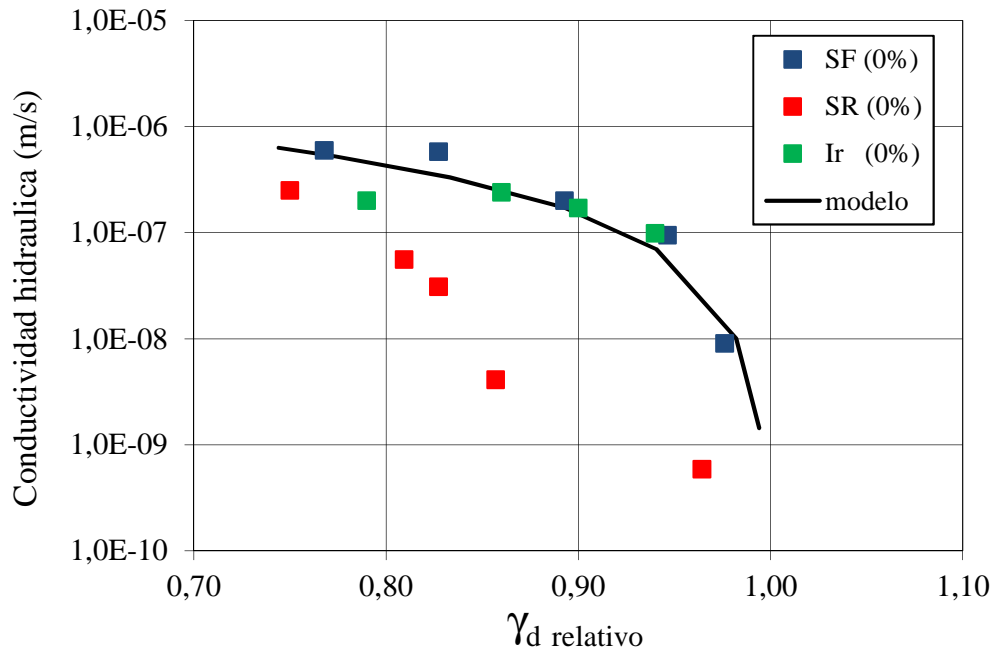


Figura 4.52 Modelo teórico propuesto para estimación de la conductividad hidráulica de muestras sin bentonita considerando campo y laboratorio

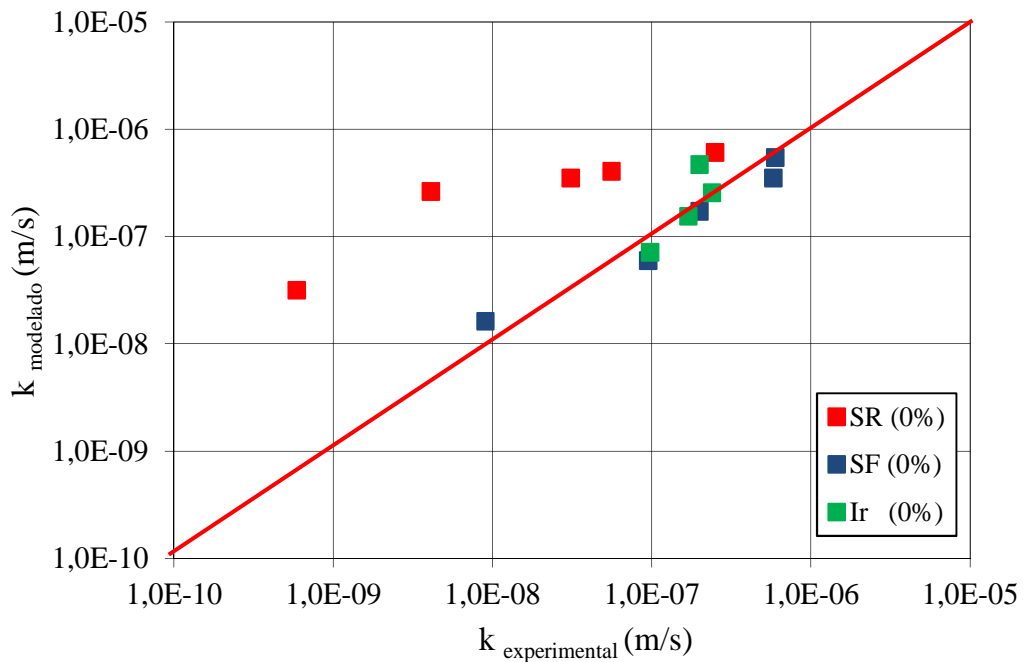


Figura 4.53 Desempeño del modelo teórico propuesto

Se observa en la Figura 4.52 que el modelo reproduce de manera clara los resultados de muestras ensayadas a pared flexible como los obtenidos en terraplenes a escala real manifestando una dispersión para los resultados de muestras ensayadas a pared rígida. Esta respuesta en muestras ensayadas a pared rígida es atribuida al tipo de permeámetro empleado dando como resultado una diferencia de hasta un orden de magnitud (Montoro y Francisca, 2011).

La migración de partículas de limo a través de la cama de arena, empleada como filtro del sistema; podría ser a consecuencia de una erosión interna (Chapuis, 2012). Por otro lado, la comparativa de valores obtenidos de muestras con distintos métodos de compactación podría ser la causa de las posibles diferencias (Mitchell y Soga, 2005). Se manifiesta la posible oclusión de burbujas de aire en el interior de las muestras como resultado de un proceso de saturación insatisfactorio siendo los valores de conductividad hidráulica mayores a los esperados según registros locales (Chapuis, 2012). De esta forma, la Figura 4.53 muestra el desempeño del modelo propuesto donde se observa de manera clara la dispersión de los resultados de conductividad hidráulica obtenidos en los ensayos iniciales a pared rígida.

CAPITULO 5

COMPORTAMIENTO MECANICO

5.1 Introducción

En este capítulo se exponen los resultados, análisis y discusión referidos al comportamiento mecánico de las mezclas compactadas. Se identifican las curvas tensión-deformación para las distintas mezclas elaboradas. Se exponen los resultados de los parámetros involucrados en el comportamiento mecánico, los valores de resistencia al corte máximos y un análisis de estabilidad de las mezclas. El modelo de comportamiento tenso-deformacional propuesto para mezclas de suelo con adición de bentonita se presenta en función el contenido de bentonita y grado de compactación.

5.2 Comportamiento mecánico de materiales compactados en laboratorio

5.2.1 Ensayo de Compresión simple

A continuación la Tabla 5.1 expone los resultados de compresión simple obtenidos sobre mezclas construidas en laboratorio.

Para el caso de limo remoldeado sin adición de bentonita la Figura 5.1 muestra las curvas tensión – deformación las cuales caracterizan el comportamiento mecánico de dicho material en función del grado de compactación. Para muestras compactadas con un peso unitario seco γ_d menor a 15 kN/m^3 se observó un aumento de las tensiones con respecto al incremento de las deformaciones sin manifestación de un valor máximo o pico. Los valores máximos de tensión se incrementaron en relación al aumento del grado de compactación. La resistencia a la compresión máxima se registró igual a 85 kPa en muestras compactadas con γ_d superior a 16 kN/m^3 .

Tabla 5.1 Mezclas elaboradas para ensayos de compresión simple

Muestra	Bentonita (%)	γ_d (kN/m ³)	ω (%)	n	e	CR	LL	LP	IP
SCS 0-0	0	13,10	18,74	0,50	1,00	0,78	23,6	21,4	2,18
SCS 0-1		13,70	19,98	0,48	0,91	0,82			
SCS 0-2		14,90	19,72	0,43	0,76	0,89			
SCS 0-3		15,70	19,64	0,40	0,67	0,93			
SCS 0-4		16,50	19,89	0,37	0,59	0,98			
SBCS 1-0	3	12,80	18,16	0,51	1,05	0,79	27,3	21,21	6,09
SBCS 1-1		14,00	18,95	0,47	0,87	0,86			
SBCS 1-2		14,80	20,53	0,43	0,77	0,91			
SBCS 1-3		15,90	18,06	0,39	0,65	0,98			
SBCS 1-4		16,50	19,31	0,37	0,59	1,02			
SBCS 2-0	6	13,50	18,22	0,48	0,94	0,83	29,12	20,7	8,42
SBCS 2-1		14,00	20,49	0,47	0,87	0,86			
SBCS 2-2		14,80	19,63	0,43	0,77	0,91			
SBCS 2-3		15,80	19,85	0,40	0,66	0,98			
SBCS 2-4		16,50	18,59	0,37	0,59	1,02			
SBCS 3-0	9	12,70	19,60	0,52	1,06	0,80	30,39	20,46	9,93
SBCS 3-1		14,00	18,93	0,47	0,87	0,88			
SBCS 3-2		14,90	19,30	0,43	0,76	0,94			
SBCS 3-3		15,80	19,18	0,40	0,66	0,99			
SBCS 3-4		16,70	20,22	0,36	0,57	1,05			

Referencias: γ_d = peso unitario seco, ω = humedad de moldeo, n = porosidad, CR = compactación relativa, LL = límite líquido, LP = límite plástico, IP = índice de plasticidad

Se observó además que para muestras compactadas entre 13 kN/m³ y 15 kN/m³ la pendiente de la recta tangente a la curva en el tramo inicial aumentó en relación al incremento de γ_d mientras que para muestras con γ_d mayor a 15 kN/m³ dicha pendiente disminuyó con el aumento de γ_d . Similar comportamiento obtuvo Dusan Milovic (1986) para probetas remodeladas con material loessico y compactadas en laboratorio con γ_d próximo a 16 kN/m³ (Figura 5.1). Las curvas obtenidas para γ_d menores a 16 kN/m³ presentaron una respuesta dúctil respecto de aquellas con γ_d mayor a 16 kN/m³ donde el comportamiento fue frágil. Si bien se manifestó una marcada sensibilidad en la respuesta en relación al grado de compactación, los valores máximos de resistencia obtenidos no son considerados admisibles ya que antecedentes literarios recomiendan valores mínimos de resistencia superiores a 200 kPa y deformaciones relativas límites no superior a 4% para suelos empleados en la construcción de barreras de baja permeabilidad en rellenos

sanitarios (Daniel y Wu, 1993). En base a este criterio tensión – deformación se evaluaron los resultados obtenidos en el trabajo.

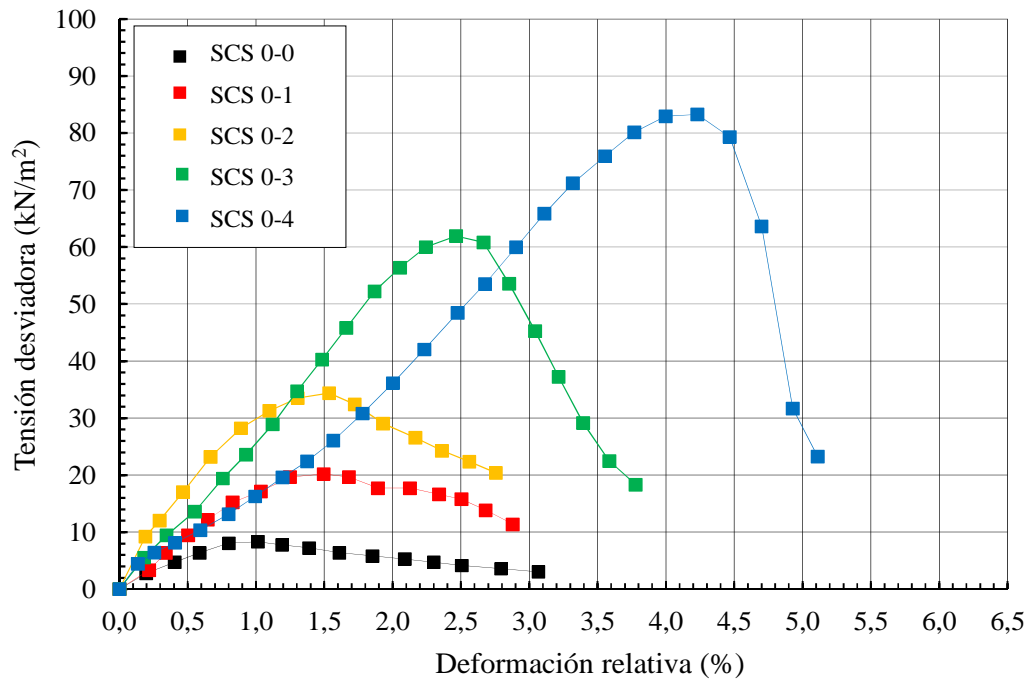


Figura 5.1 Diagrama tensión – deformación en muestras compactadas con diferentes γ_d (sin adición de bentonita)

Las Figuras 5.2, 5.3 y 5.4 muestran las curvas tensión – deformación obtenidas para mezclas elaboradas con suelo local y adición de 3%, 6% y 9% de bentonita respectivamente.

La Figura 5.2 corresponde a mezclas con 3% de bentonita. Se observa un aporte escasamente significativo del aumento de la resistencia pico respecto de la misma obtenida para el caso de probetas sin adición. Las deformaciones relativas máximas obtenidas en estos casos no superaron el 4%. Las curvas manifiestan un comportamiento dúctil para pesos unitarios secos menores a 16 kN/m^3 mientras que para pesos unitarios secos mayores a 16 kN/m^3 el comportamiento fue frágil.

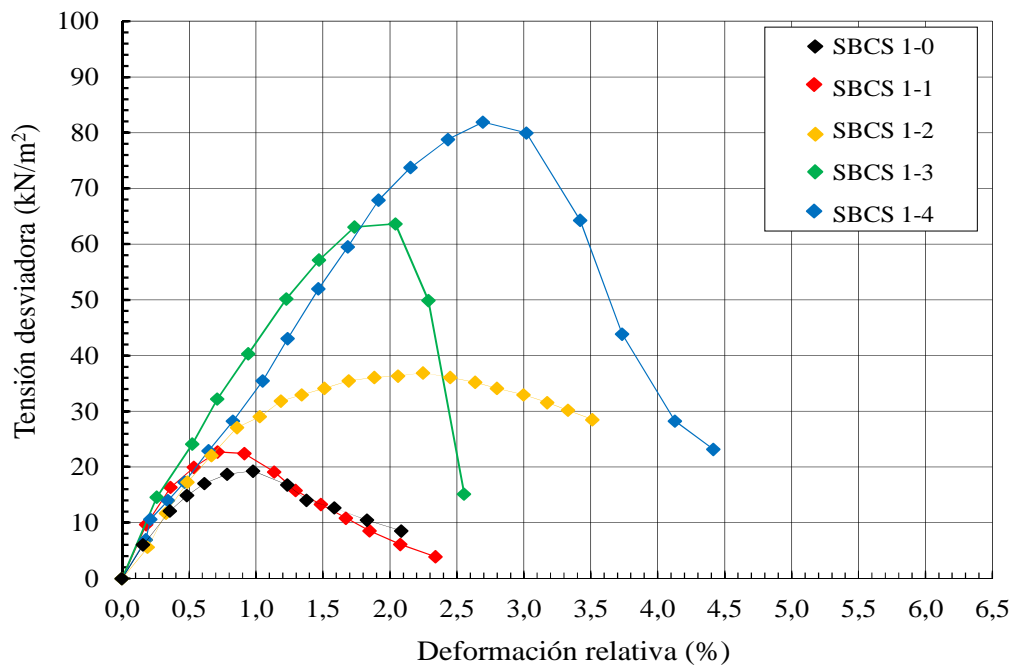


Figura 5.2 Diagrama tensión – deformación en muestras compactadas con diferentes γ_d (3% de adición de bentonita)

La Figura 5.3 representa el diagrama tenso – deformacional obtenido para muestra elaborada con 6% de adición de bentonita. Se observa un incremento equivalente al 13% en el valor máximo de resistencia a la compresión simple respecto de probetas con 3% de adición para valores γ_d superiores a 16,5 kN/m^3 . Se observó un incremento de los valores máximos de resistencia en función del aumento en el grado de compactación. Las muestras cuyo γ_d fue superior a 16,5 kN/m^3 presentaron deformaciones mayores a 5% y registraron en el tramo inicial previo al valor máximo de resistencia una tendencia casi lineal de crecimiento. Se manifiesta una pérdida de rigidez similar a las muestras sin adición de bentonita.

En general todas las curvas obtenidas presentaron un valor de resistencia pico. Se observó un ablandamiento post pico en muestras sin bentonita y mezclas con 3% y 6% de adición en un rango de compactación entre 13 kN/m^3 y 15 kN/m^3 . Para mezclas con un grado de compactación superior no se observó tal respuesta.

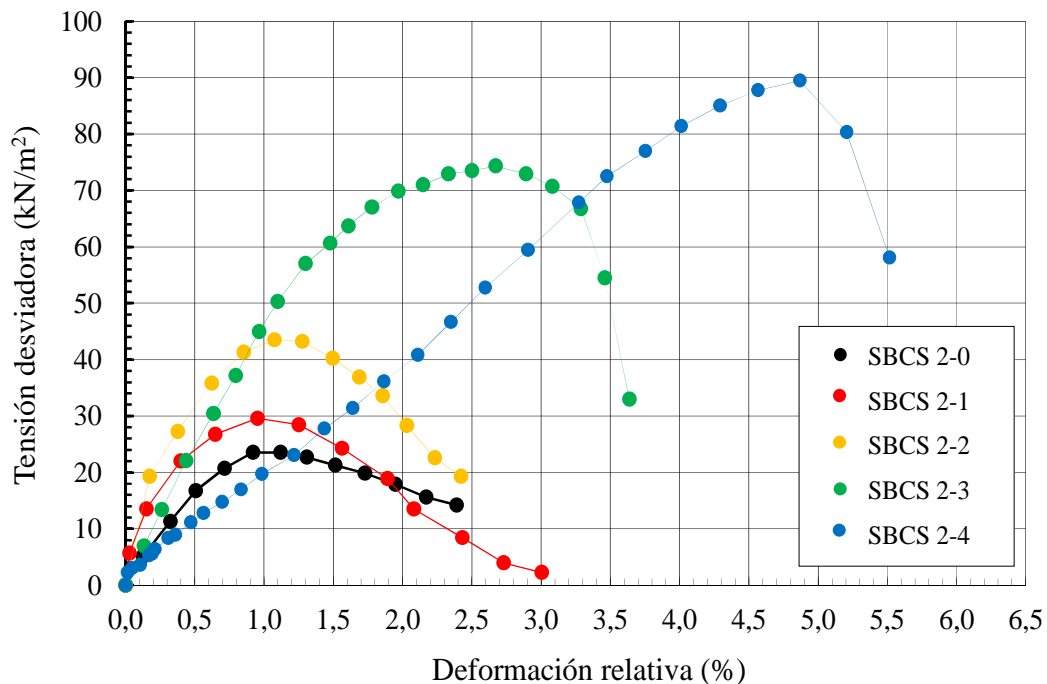


Figura 5.3 Diagrama tensión – deformación en muestras compactadas con diferentes γ_d (6% de adición de bentonita)

Las muestras con 9 % de bentonita mostraron un mayor incremento de la resistencia máxima en relación al grado de compactación, tendencia similar observada en gráficos anteriores (Figura 5.4). Se lograron valores máximos de resistencia cercanos a 100 kPa para muestras con γ_d superior a 16,5 kN/m³, lo que representó un incremento del 25% del valor pico respecto de aquel obtenido en muestras sin adición. El valor de deformación relativa correspondiente a la resistencia máxima alcanzada fue igual a 4,5%. Este valor mostró una marcada diferencia entre muestras con diferentes contenidos de bentonita obteniéndose para una adición de 3% deformaciones relativas menores a 3% mientras que para mezclas con bentonita superior a 6% las deformaciones relativas superaron el 4,5%. A priori se estima que la influencia de un menor contenido de humedad de moldeado en la muestra de menor compactación ocasionó una rigidización del material compuesto.

El ablandamiento post pico se manifestó solo en mezclas compactadas entre 13 kN/m³ y 14,5 kN/m³. A partir de 15 kN/m³ no se observó dicho comportamiento.

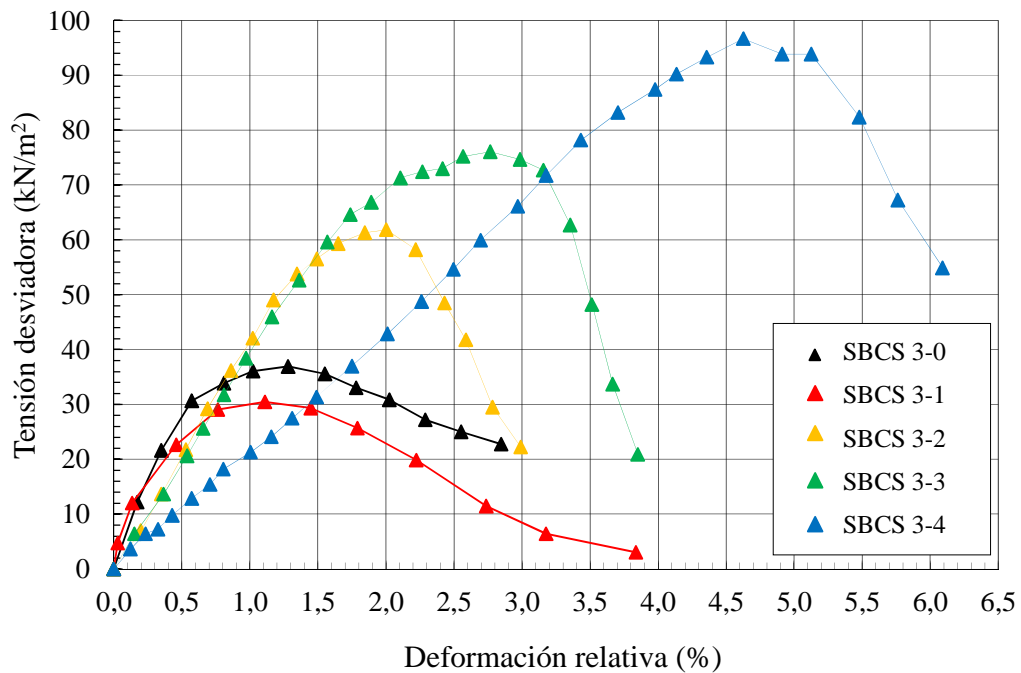


Figura 5.4 Diagrama tensión – deformación en muestras compactadas con diferentes γ_d (9% de adición de bentonita)

Se observó además para mezclas con mayor grado de compactación, una reducción de la rigidez inicial similar a lo hallado en suelos con índice de plasticidad menor a 10 y sometidos a esfuerzos de corte (Duncan et. al., 2014). Se infiere a priori que a mayor grado de compactación como el caso de las muestras compactadas con γ_d superior a 16 kN/m^3 con humedades de moldeo menores al límite plástico, la reducción de la porosidad implicó el acercamiento de las partículas de suelo entre sí al punto tal que mayores fuerzas friccionales podrían haber sido las causantes del relajamiento del material y reacomodamiento de sus partículas provocando la pérdida de rigidez inicial.

Las Figuras 5.5, 5.6 y 5.7 muestran la evolución de las curvas tensión- deformación en función del contenido de adición.

Se manifiesta así en la Figura 5.5 que a mayor contenido de bentonita mayor el valor máximo de resistencia a la compresión para mezclas compactadas con γ_d igual a 13 kN/m^3 . Si se compara entre mezclas sin adición y mezclas con 9% de bentonita, éstas últimas lograron un aumento de tres veces su resistencia a la compresión máxima.

Por otro lado, la deformación relativa máxima también se mostró variable en función del contenido de bentonita obteniéndose para mezclas con 3% de bentonita una deformación relativa máxima menor a 3% en tanto que en aquellas mezclas con un contenido de bentonita superior a 6% los valores de deformación relativa fueron próximos a 4,5%.

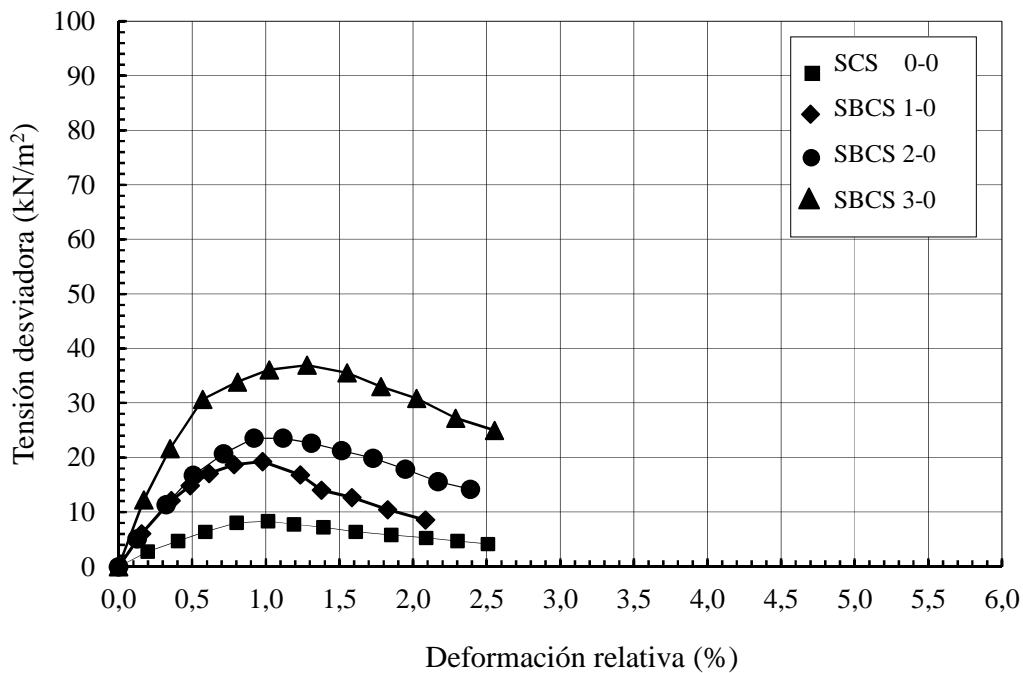


Figura 5.5 Diagrama tensión – deformación para mezclas compactadas ($\gamma_d = 13 \text{ kN/m}^3$)

Para muestras compactadas con γ_d próximo a 15 kN/m^3 la adición de 3% de bentonita provocó un leve incremento del valor máximo de resistencia a la compresión al igual que la incorporación de un 6% de bentonita. El cambio significativo se presentó para mezclas con adición del 9% donde la resistencia máxima fue el doble en relación a mezclas sin adición (Figura 5.6).

La Figura 5.7 presenta la relación tensión – deformación para mezclas elaboradas con γ_d cercano a $16,5 \text{ kN/m}^3$ y diferentes contenidos de bentonita. La tendencia de comportamiento es similar en todos los casos manifestándose por un lado un tramo cuasi lineal desde el inicio hasta alcanzar un valor máximo de resistencia igual a 96 kPa para mezclas con 9% de adición. Se logró un aumento máximo equivalente a 20% respecto de mezclas sin adición.

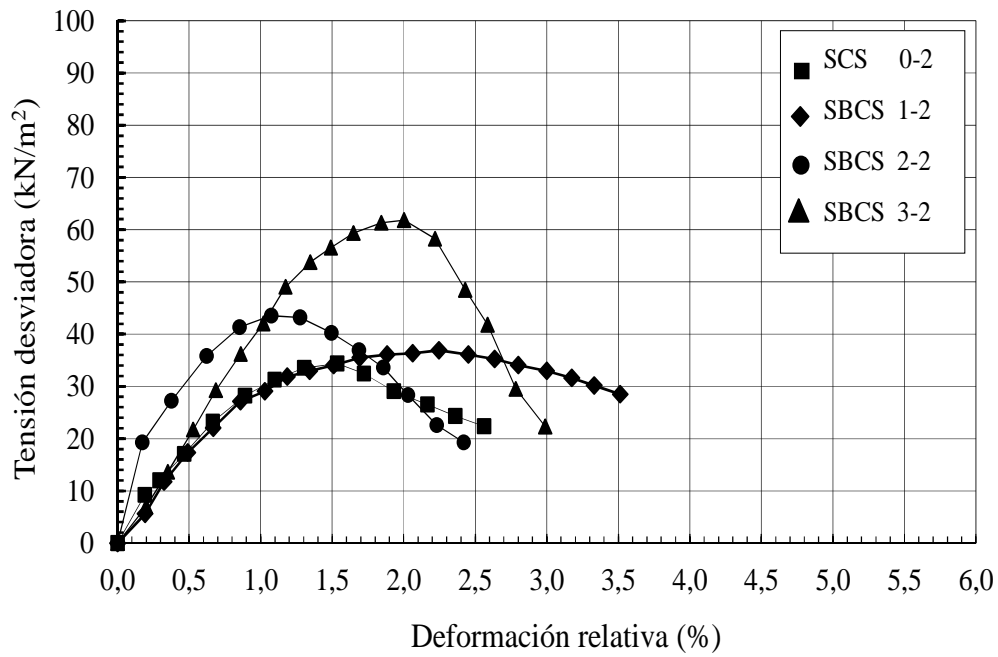


Figura 5.6 Diagrama tensión – deformación para mezclas compactadas ($\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$)

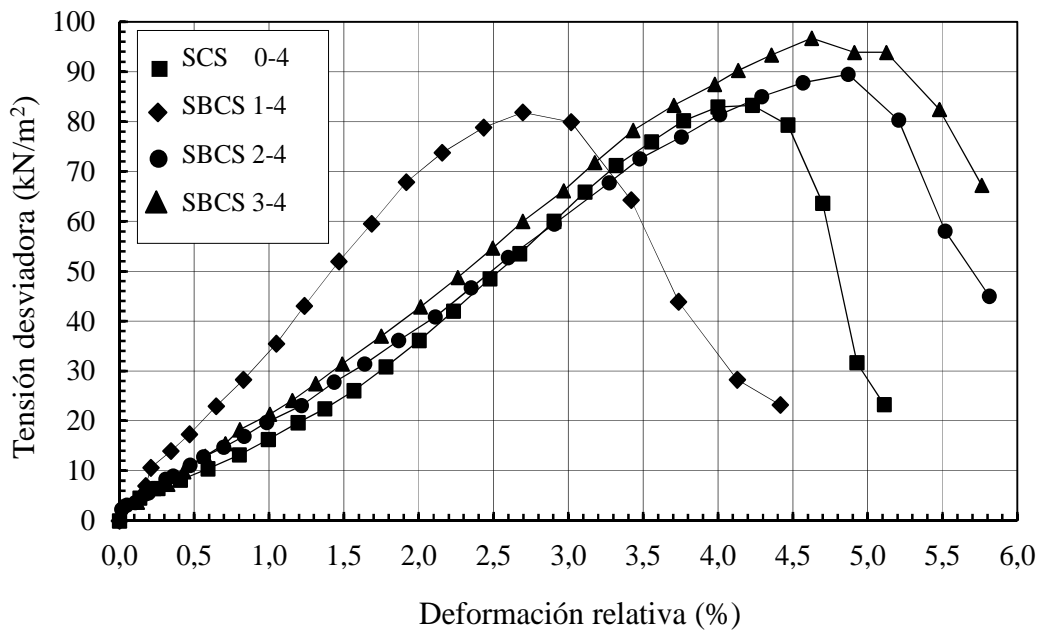


Figura 5.7 Diagrama tensión – deformación para mezclas compactadas ($\gamma_d = 16,5 \text{ kN/m}^3$)

Los resultados indican que el incremento de resistencia a la compresión simple se encuentra influenciado en mayor medida por los efectos del grado de compactación aumentando los valores máximos de resistencia un 200% en tanto que el aumento en el porcentaje de bentonita solo contribuyó un 20% de los valores máximos de resistencia registrados. Por otro lado, las deformaciones relativas máximas calculadas fueron próximas a 4,5 % en probetas con γ_d superior a 16,5 kN/m³ y 9% de bentonita.

El análisis de resultados desde un punto de vista microestructural indica que las mezclas en su mayoría fueron moldeadas con un contenido de humedad en rama seca respecto del contenido óptimo de humedad indicado en la curva de compactación Proctor. Es esperable que la fábrica de dichas muestras sea de carácter floculado con presencia de partículas orientadas en diversas direcciones y una mayor existencia de vacíos interagregados lo cual se condice con las imágenes de microscopia presentadas en el punto 3.2.3.

Bajo esta condición, si bien es conocido que al incrementar el grado de compactación se produce una reducción del tamaño de los vacíos se podría estimar que la presencia de bentonita generó además mayor superficie de contacto interpartícula debido al aporte de su mayor superficie específica (Santamarina y Cho, 2004) provocando así un aumento de fuerzas friccionales.

Considerando lo enunciado por Xiao et al (2014) donde el grado de compactación relativa CR (definido como la relación existente entre el peso unitario seco obtenido de manera experimental respecto del peso unitario seco máximo obtenido de la curva de compactación Proctor) aporta una idea respecto del tipo de respuesta tensión – deformación de una muestra, se distinguieron en los resultados expuestos dos tipos de patrones de comportamiento, el contractivo y el dilatativo.

Para muestras sin adición de bentonita y γ_d inferior a 15 kN/m³ el valor de CR fue menor a 0,90 mientras que para muestras compactadas con γ_d superior a 15 kN/m³ el CR fue mayor a 0,90. De este modo, y considerando lo enunciado por Xiao et. al. (2014) el patrón de las muestras sin adición de bentonita y menos densas fue de tipo contractivo con tendencia a un incremento gradual de tensión sin manifestación de valor máximo en tanto que para muestras con mayor densidad (γ_d superior a 15 kN/m³) el patrón fue dilatativo con presencia de valor de resistencia máxima.

Para muestras con 3% de bentonita la respuesta fue similar a las muestras sin adición manifestando similares patrones de comportamiento.

Para muestras con 6% de bentonita el comportamiento contractivo se visualizó para γ_d inferior a 14 kN/m^3 . En muestras compactadas con γ_d entre 14 kN/m^3 y 15 kN/m^3 a pesar de hallar un valor CR menor a 0,90 la respuesta fue dilatativa al igual que la obtenida en muestras con γ_d superior a 15 kN/m^3 donde el CR fue mayor a 0,90.

Finalmente, para muestras con 9% de bentonita se clarificó el comportamiento tensión-deformación ya que para muestras con γ_d inferior a 14 kN/m^3 el comportamiento fue contractivo mientras que para el resto fue dilatativo.

Considerando los valores de resistencia a la compresión simple obtenidos de manera experimental respecto de la relación de vacíos “e” calculada para cada muestra se construyó la Figura 5.8.

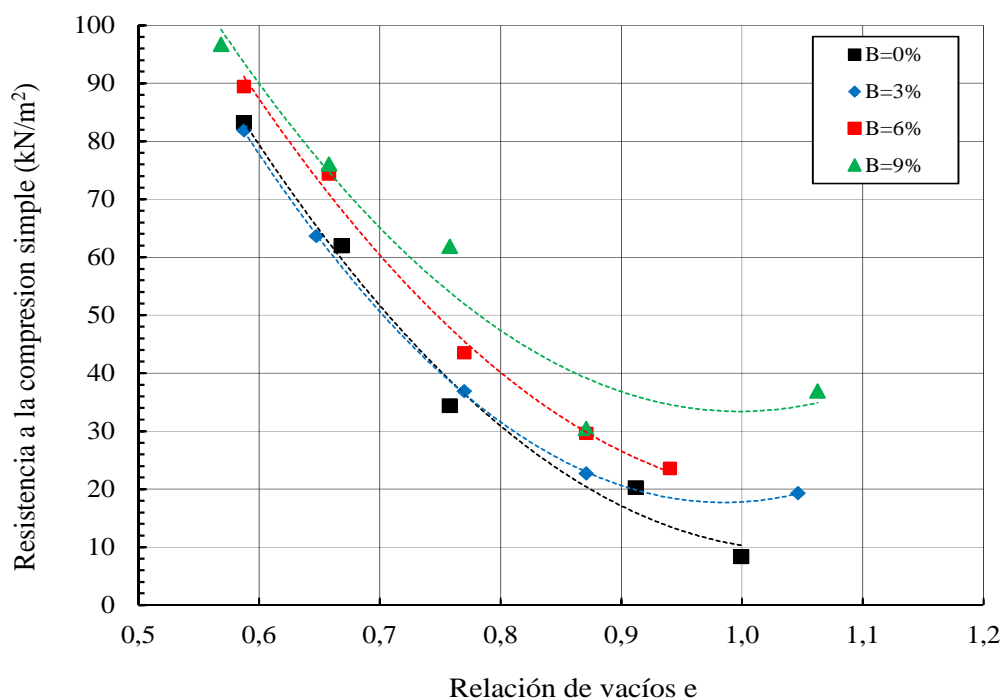


Figura 5.8 Resistencia a la compresión simple versus relación de vacíos e

Se destaca la influencia de la disminución de la relación de vacíos en el incremento de la resistencia a la compresión simple obteniendo valores próximos a 100 kN/m^2 para muestras compactadas con γ_d superior a 16 kN/m^2 y 9% de bentonita. Las líneas discontinuas proponen una posible tendencia de comportamiento de tipo cuadrático con rama ascendente.

A continuación la Tabla 5.2 expone los ángulos de falla medidos experimentalmente, los valores de resistencia a la compresión simple, los módulos de deformación inicial E_i , los valores de cohesión y el ángulo de fricción para cada mezcla, estimados éstos últimos de manera teórica mediante formulaciones trigonométricas considerando el criterio de falla de Mohr-Coulomb para el caso de compresión simple (Figura 5.9), donde c resulta el valor de cohesión, ϕ el ángulo de fricción, α el ángulo de falla, σ la tensión normal y τ el esfuerzo de corte.

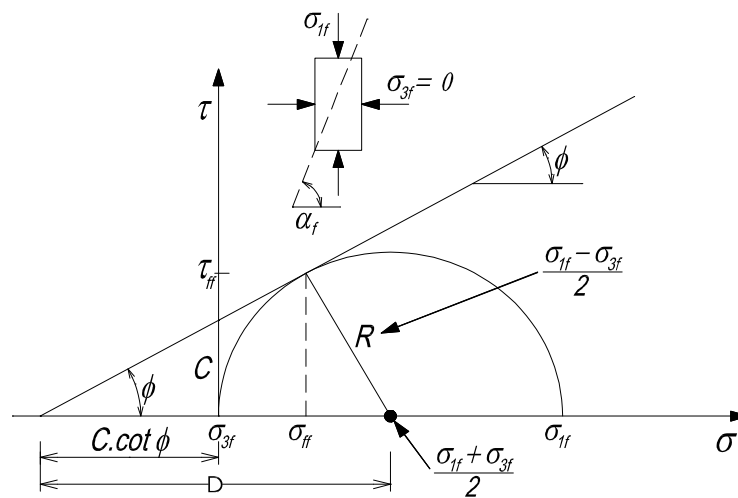


Figura 5.9 Criterio de falla de Mohr – Coulomb

Tabla 5.2 Resultados de parámetros mecánicos obtenidos en mezclas compactadas

Muestra	Bentonita (%)	E_i (KN/m ²)	α (°)	c (kPa)	ϕ (°)	q_u (kN/m ²)
SCS 0-0	0	12,00	60,00	2,41	30,00	8,33
SBCS 1-0	3	30,00	61,60	5,21	33,20	19,27
SBCS 2-0	6	32,00	45,00	11,77	0,00	23,54
SBCS 3-0	9	56,00	45,50	18,15	1,00	36,95
SCS 0-1	0	20,00	67,30	4,23	44,66	20,22
SBCS 1-1	3	38,00	65,90	5,08	41,80	22,71
SBCS 2-1	6	48,00	57,20	9,54	24,40	29,60
SBCS 3-1	9	48,00	51,90	11,94	13,80	30,46
SCS 0-2	0	36,00	64,90	8,05	39,80	34,37
SBCS 1-2	3	38,00	54,06	12,81	19,20	36,89
SBCS 2-2	6	64,00	64,50	10,38	39,00	43,51
SBCS 3-2	9	40,00	67,90	12,59	45,80	61,85
SCS 0-3	0	24,00	67,20	8,89	44,40	61,95
SBCS 1-3	3	48,00	64,30	15,31	38,60	63,62
SBCS 2-3	6	50,00	59,10	20,07	28,20	74,33
SBCS 3-3	9	40,00	67,10	16,07	44,20	76,00
SCS 0-4	0	20,00	66,00	18,53	42,00	83,24
SBCS 1-4	3	36,00	68,30	16,29	46,60	81,88
SBCS 2-4	6	24,00	67,10	15,23	44,20	89,45
SBCS 3-4	9	24,00	67,40	20,13	44,80	96,70

Referencias: E_i = módulo de Young inicial, α = ángulo de falla, c= cohesión,

ϕ = ángulo de fricción, q_u = resistencia a la compresión simple máxima

Picarelli y Di Maio (2010) manifestaron la importancia de analizar, en suelos con presencia de granos finos; el posible mecanismo de degradación del módulo de deformación como resultado de los cambios constantes en las tensiones normales y de corte actuantes en el interior de la matriz del suelo e indicaron que tal degradación se manifiesta de manera visible en formas de fisuras, grietas o cualquier otro deterioro estructural.

Comprendiendo además que una inestabilidad estructural resulta como consecuencia de una disminución de la resistencia de las mezclas se evaluó la variación de la cohesión, la degradación

del módulo secante E_s , la resistencia al corte, el ángulo de falla y el ángulo de fricción con el fin de analizar la estabilidad estructural de cada mezcla.

Las Figuras 5.10 y 5.11 muestran la evolución del módulo secante E_s en función de la deformación relativa. Se consideraron en el estudio las mezclas sin adición de bentonita y mezclas con 9% de bentonita.

Particularmente, la Figura 5.10 muestra que para las mezclas sin adición de bentonita y compactadas con γ_d inferior a 16 kN/m^3 el valor de E_s disminuyó en relación al incremento de la deformación relativa manifestando una tendencia de comportamiento lineal sin alcanzar deformaciones relativas superiores a 2%. Por otro lado, para mezclas compactadas con γ_d próximo a 16 kN/m^3 se manifestó una disminución inicial de E_s para deformaciones relativas menores a 0,5% produciéndose un incremento de E_s para deformaciones relativas entre 0,3% y 1,6%. Se observa una rigidización del material en este tramo la cual se mantiene hasta el punto de falla próximo a 2,5%.

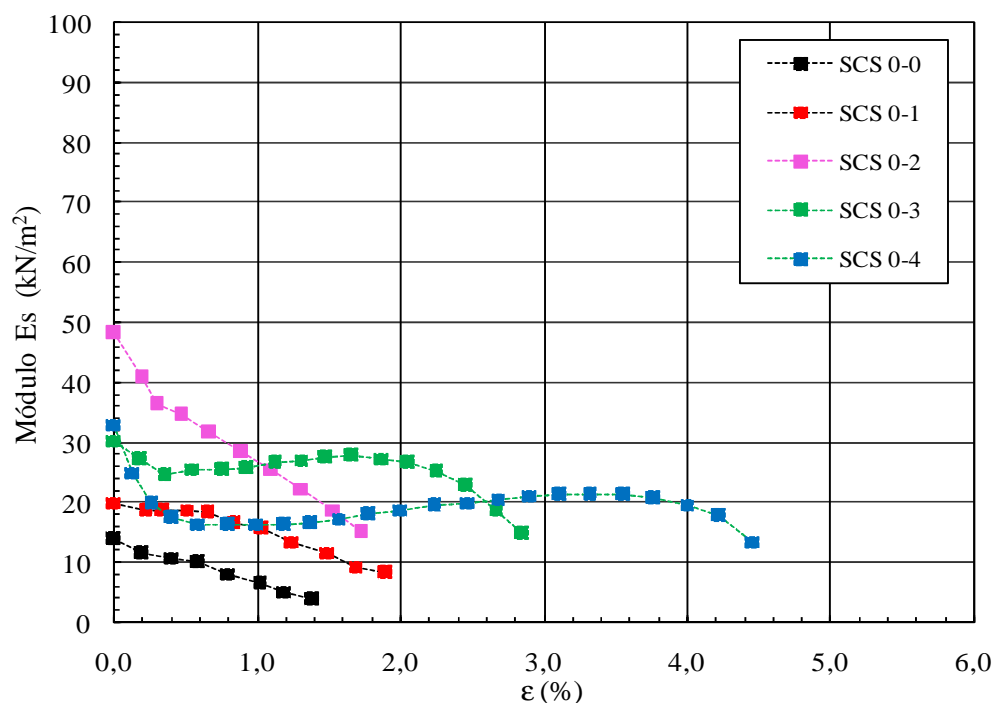


Figura 5.10 Degradación del módulo E_s para mezclas sin bentonita

Para el caso de las mezclas compactadas con γ_d próximo a $16,5 \text{ kN/m}^3$ el comportamiento fue similar a las mezclas con γ_d próximo a 16 kN/m^3 , donde la rigidización se prolongó hasta valores de deformación relativa próximos al punto de falla e igual a 4%.

Desde el punto de vista de la estabilidad y seguridad se podría concluir que las mezclas sin adición de bentonita y compactadas con γ_d inferior a 16 kN/m^3 manifestaron un deterioro esperado del módulo E_s mientras que aquellas con mayor grado de compactación sufrieron una rigidización demorando el deterioro del parámetro mecánico de rigidez.

La Figura 5.11 muestra para mezclas compactadas con γ_d inferior a 15 kN/m^3 y 9% de contenido de bentonita el deterioro del módulo secante E_s presentando un comportamiento lineal sin alcanzar el valor de deformación relativa igual a 2%.

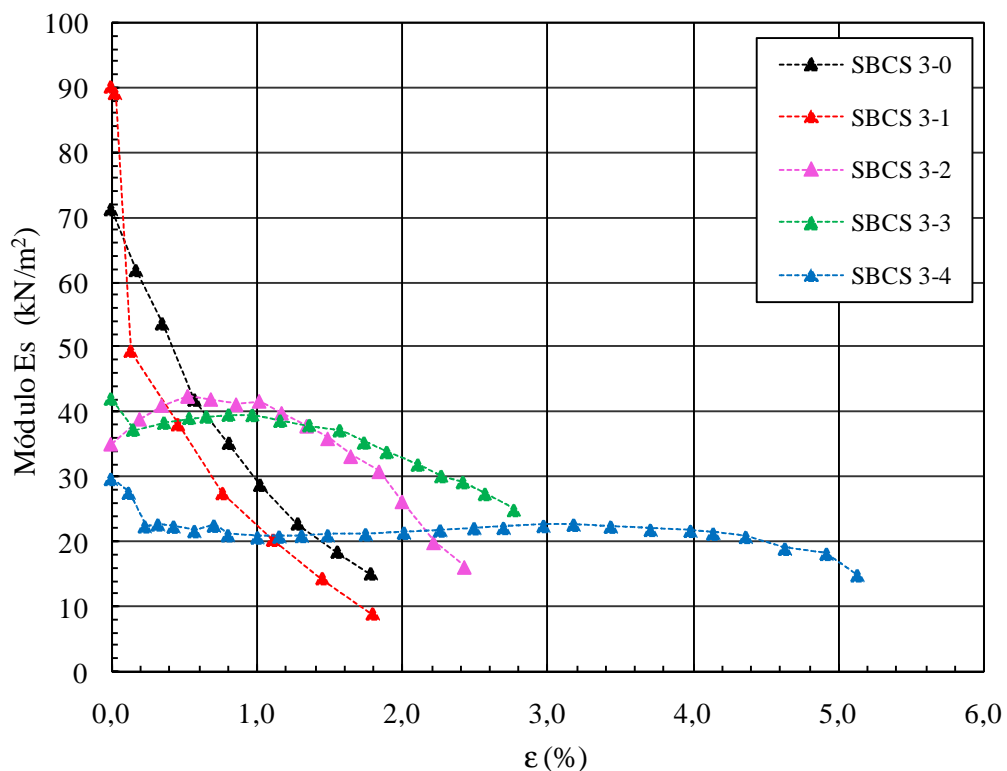


Figura 5.11 Degradación del módulo E_s para mezclas con 9% de bentonita

Para mezclas compactadas con γ_d entre 15 kN/m^3 y 16 kN/m^3 los módulos E_s manifestaron inicialmente una rigidización seguida de un deterioro a partir de deformaciones relativas superiores

a 1%. Para el caso de mezclas compactadas con γ_d superior a $16,5 \text{ kN/m}^3$ si bien se produce un deterioro para deformaciones relativas menores a 0,2% el valor del módulo E_s se mantiene constante para deformaciones entre 1% y 2,5%, incrementa su valor entre 2,5% y 3,5% y finalmente se produce su deterioro a partir de deformaciones relativas superiores a 3,5% hasta el punto de falla donde se registró una deformación relativa igual a 5,2%.

Se podría inferir que las mezclas con adición de 9% de bentonita y γ_d entre 15 kN/m^3 y $16,5 \text{ kN/m}^3$ manifestaron un comportamiento más inestable de su módulo E_s para deformaciones relativas menores a 1% mientras que para deformaciones relativas mayores se produjo la degradación esperada. Para mezclas con γ_d superior a $16,5 \text{ kN/m}^3$ el valor de E_s sufrió un menor deterioro siendo su comportamiento más estable como consecuencia posiblemente de menores cambios en el desarrollo de tensiones de corte por presencia de bentonita en los compuestos.

La Figura 5.12 muestra el incremento de la resistencia a la compresión simple máxima q_u en relación al aumento de la cohesión para cada muestra ensayada.

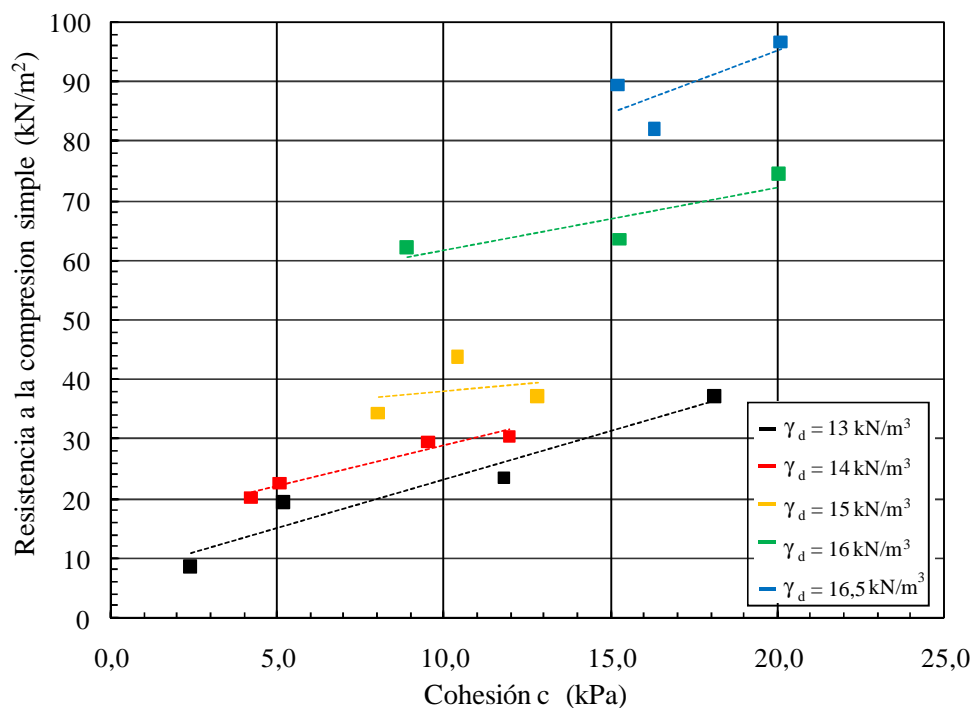


Figura 5.12 Resistencia a la compresión simple versus cohesión c

Las líneas discontinuas proponen la tendencia de comportamiento lineal mostrando todas ellas similares pendientes. El aporte de bentonita en mayor porcentaje mejora el parámetro de cohesión donde el máximo se dió para muestras con 9% de bentonita y γ_d superior a $16,5 \text{ kN/m}^3$.

En relación al ángulo de falla α , la Figura 5.13 expone una respuesta casi lineal entre el ángulo de falla α y los valores de cohesión estimados. Se propusieron en líneas discontinuas las tendencias de comportamiento de α en función del aumento de la cohesión para mezclas con similar valor de peso unitario seco. Solo el grupo cuyo γ_d fue superior a 16 kN/m^3 manifestó como respuesta un valor de ángulo de falla casi constante independientemente del aumento de cohesión.

La Figura 5.14 corrobora el incremento de la cohesión con respecto al aumento de bentonita y grado de compactación, es esperable que el ángulo de falla haya reducido su valor al incrementar la cohesión de las mezclas. Se comprueba que la presencia de mayor contenido de bentonita estaría posiblemente incrementando las fuerzas intergranulares contribuyendo a disminuir los deslizamientos relativos entre partículas adyacentes.

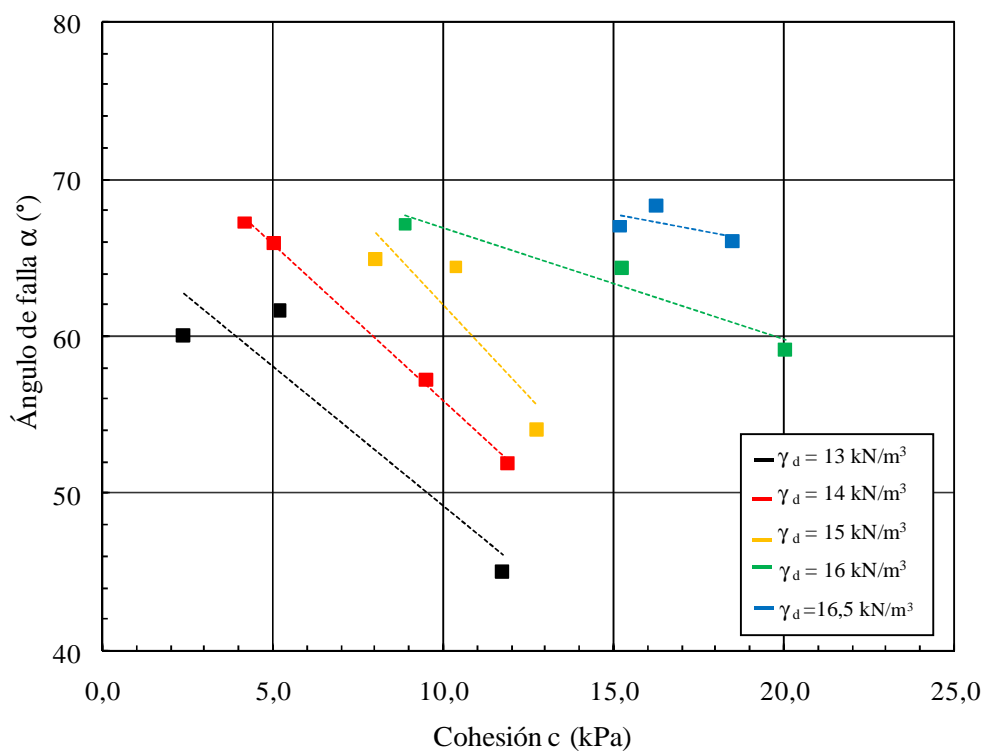


Figura 5.13 Ángulo de falla versus cohesión c

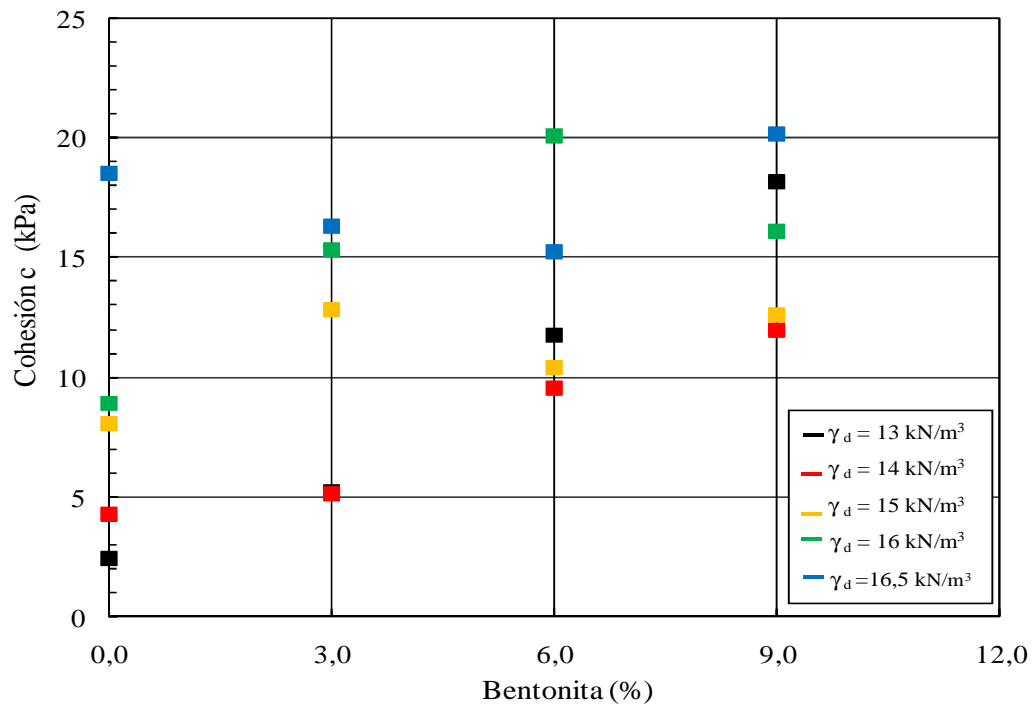


Figura 5.14 Cohesión versus contenido de bentonita

Existen algunas correlaciones disponibles en la literatura entre el ángulo de fricción y los índices de Atterberg (Bjerrum and Simons, 1960; Stark et al., 2005). Las correlaciones de los autores fueron logradas considerando materiales moldeados con humedades próximas al límite líquido. Sin embargo, autores como Lutenergger y Hallberg (1988) estudiaron el desempeño mecánico de mezclas moldeadas con humedades por debajo del límite plástico y obtuvieron incrementos considerables en la resistencia a la compresión simple. De manera análoga se evaluó la respuesta del ángulo de fricción obtenido para cada mezcla respecto del índice plástico.

La Figura 5.15 presenta la variación del ángulo de fricción interna ϕ respecto del índice de plasticidad (IP). Se observa una disminución del ángulo α respecto de IP. Similar respuesta hallaron Duncan et al (2014) para arcilla aluvial del sudeste de Louisiana y Wang et al (2017) para mezclas similares de baja plasticidad elaboradas con adición de bentonita y limo proveniente del valle de Mississippi.

Por otro lado, cabe aclarar que los valores correspondientes a los ángulos de fricción interna obtenidos de manera teórica en este trabajo fueron verificados según los ábacos empíricos

propuestos por Meyerhoff (1956) y Peck et. al (1973) considerando para ello la compactación relativa de las muestras ensayadas y el contenido de finos. Los valores ϕ expuestos en la Tabla 5.2 son aceptables teniendo en cuenta que el valor máximo admisible se encuentra próximo a 43° .

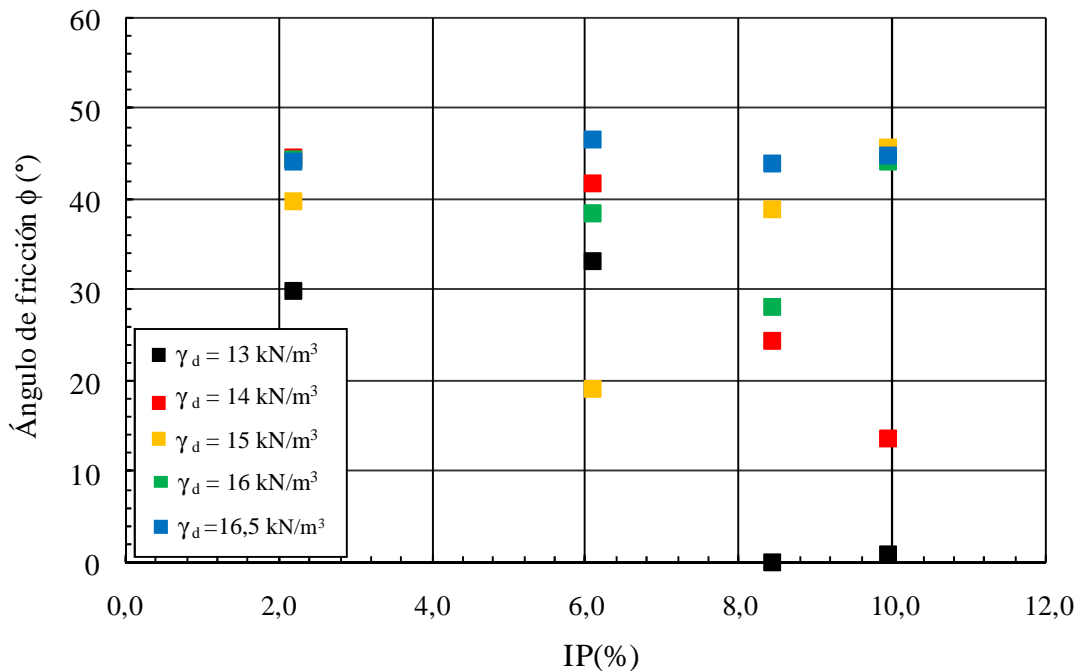


Figura 5.15 Ángulo de fricción versus Índice de plasticidad

5.2.2 Resistencia al corte máximo en mezclas compactadas

Las tensiones de corte máximo, calculadas como la mitad del valor de tensión de rotura registrada durante cada ensayo de compresión simple; manifestaron un incremento de su valor en función del aumento de la cohesión la cual se benefició con el mayor aporte de bentonita. Debemos recordar que las condiciones de las muestras fueron no saturadas.

De esta forma y como lo muestra la Figura 5.16 las tensiones de corte en las mezclas limo-bentonitas son susceptibles en gran medida al aumento del contenido de adición conjuntamente con el grado de compactación alcanzado (comportamiento friccional). La Figura 5.17 muestra la respuesta de las tensiones de corte en función de la relación de vacíos lograda en las diferentes mezclas.

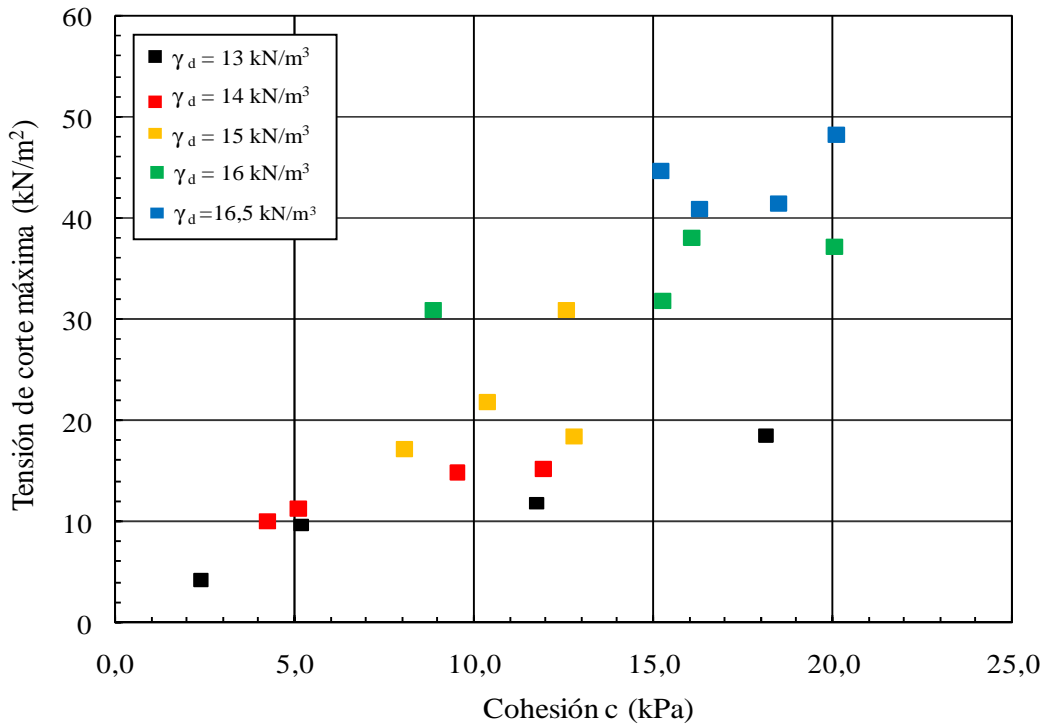


Figura 5.16 Resistencia al corte versus cohesión

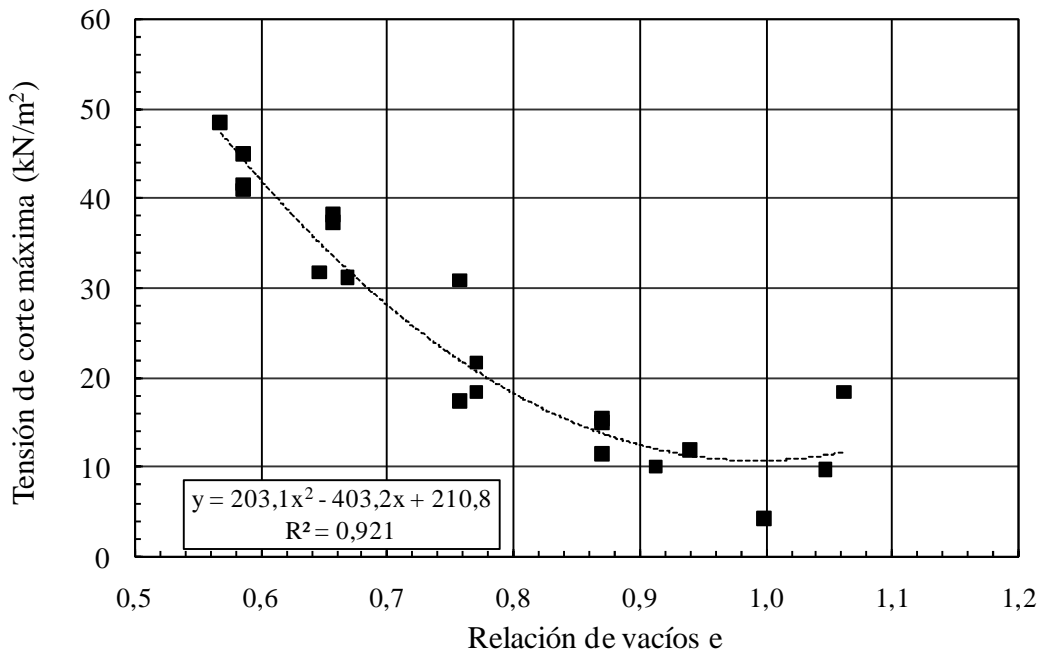


Figura 5.17 Resistencia al corte versus relación de vacíos e

En la Figura 5.17 se observa una propuesta de comportamiento en líneas discontinuas de orden cuadrático la cual arroja un valor de R^2 igual a 0,92. La dispersión de los puntos respecto de la propuesta corresponde a los distintos porcentajes de adición de bentonita. Se manifiesta más dispersión a menor grado de compactación. Esta tendencia de comportamiento fue similar a la hallada por Carrier y Beckman (1984) para arcillas naturales remoldeadas con la salvedad que la función propuesta por los autores fue potencial en lugar de ser cuadrática.

5.2.3 Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad se realizó empleando la Ecuación 2.3 y considerando los parámetros mecánicos presentados en la Tabla 5.2 conjuntamente con diferentes factores de diseño de taludes admisibles como espesores de barrera entre 0,5 m y 0,9 m y pendientes entre 1:1 y 1:4 (V:H). En todos los casos los valores de cohesión y ángulos de fricción fueron considerados en condición de corte máximo. La Tabla 5.3 muestra los factores de seguridad para cada condición de diseño, diferentes grados de compactación y contenidos de adición.

Tabla 5.3 Factores de seguridad para las diferentes condiciones de diseño

γ_d (kN/m ³)	Bentonita (%)	Espesor de la barrera =0,5 m		Espesor de la barrera =0,9 m	
		pendiente 1:1	pendiente 1:4	pendiente 1:1	pendiente 1:4
13	0	0,42	3,88	0,24	3,19
	3	1,07	6,09	0,59	4,55
	6	0,00	7,43	0,00	4,13
	9	0,00	12,25	0,06	6,84
14	0	1,22	6,59	0,68	5,42
	3	1,30	6,68	0,72	5,30
	6	1,24	7,63	0,69	5,05
	9	0,84	8,26	0,47	5,02
15	0	1,80	7,95	1,00	5,90
	3	1,21	8,77	0,67	5,50
	6	2,27	9,23	1,26	6,57
	9	3,48	11,33	1,93	8,12
16	0	3,23	10,55	1,80	8,41
	3	3,07	11,41	1,71	7,76
	6	2,72	12,98	1,51	8,17
	9	3,96	12,57	2,20	8,72
16,5	0	1,76	7,77	0,98	5,92
	3	4,18	12,66	2,32	8,92
	6	4,79	13,07	2,66	9,58
	9	4,79	14,26	2,66	9,69

Los factores de seguridad arrojaron valores entre 1 y 4,5 en general para muestras compactadas con γ_d superior a 15 kN/m^3 , altura de talud igual a 0,5 m y pendiente igual a 1:1 salvo la muestra con 9% de adición. Para una menor pendiente (1:4) todos los casos manifestaron un FS (factor de seguridad) muy superior a 3.

Para alturas de talud igual a 0,9 m y pendiente 1:1 el FS calculado fue entre 1,2 y 2,66 en mezclas compactadas con γ_d superior a 15 kN/m^3 y contenido de bentonita superior a 6%. Para pendiente 1:4 los FS fueron muy superiores a 3.

5.3 Modelado del comportamiento mecánico

La propuesta de un modelo de comportamiento tenso-deformacional para mezclas de suelo con adición de bentonita se realizó empleando regresión lineal en base a los resultados experimentales obtenidos en este trabajo.

Un hallazgo importante fue que aquellas probetas compactadas con un peso unitario seco menor a 14 kN/m^3 presentaron una rigidez variable en función del porcentaje de adición de bentonita incorporada (Alercia, et. al. 2014). Las curvas experimentales mostraron un comportamiento no lineal.

Inicialmente, se consideró el modelado para mezclas con un peso unitario seco próximo a 13 kN/m^3 . El diagrama teórico propuesto se presenta en la Figura 5.18, donde se manifiesta un incremento de la resistencia máxima de compresión y del valor de rigidez de las mezclas con el aumento del porcentaje de adición de bentonita. Esta respuesta se observó sobre probetas compactadas a 13 kN/m^3 . Las curvas presentaron un comportamiento de ablandamiento post pico similar al de rotura dúctil. El rango de deformación unitaria para el cual se registraron los máximos valores de tensión osciló entre 0,9% y 1,3 %.

En función de lo observado se caracterizaron los parámetros intervinientes en el desempeño mecánico, los cuales quedaron definidos en la Figura 5.19.

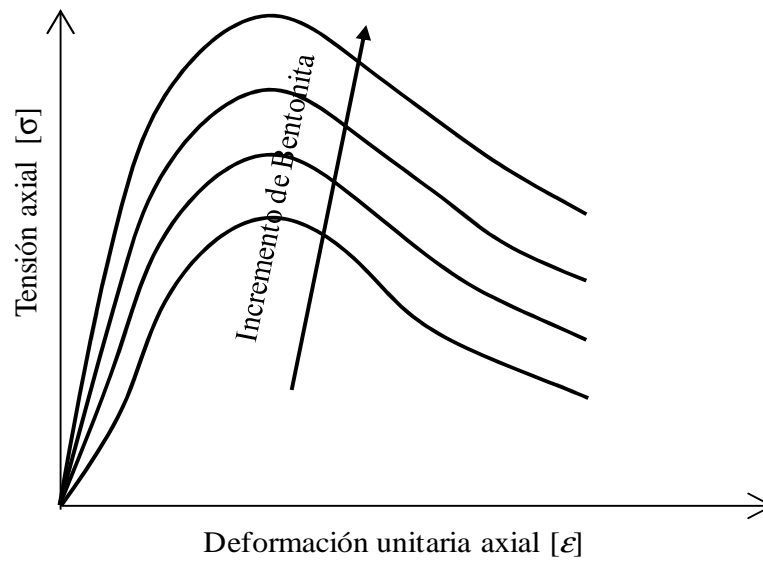


Figura 5.18 Diagrama teórico propuesto para mezclas limo-bentonita compactadas con $\gamma_d=13 \text{ kN/m}^3$

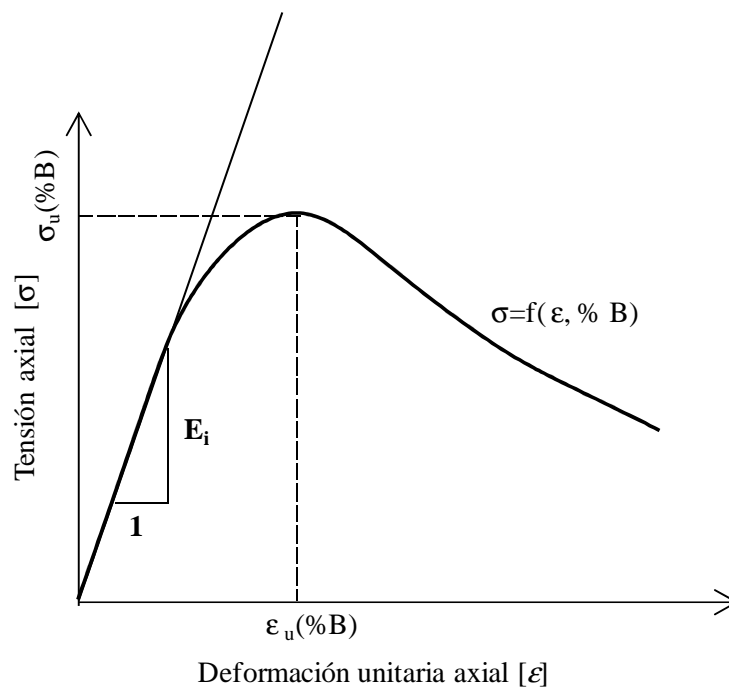


Figura 5.19 Parámetros de calibración del modelo teórico

Dónde $\sigma-\epsilon$ = tensión - deformación, $\epsilon_u = f(\% \text{ bentonita})$ siendo la deformación a la cual se produce la máxima tensión para un porcentaje de bentonita determinado, E_i = módulo de elasticidad

inicial del suelo y $\sigma^u = f(\% \text{ bentonita})$ siendo la tensión máxima desarrollada durante un ensayo de compresión simple.

La tensión axial desarrollada durante la aplicación de la carga, se relaciona con la deformación y el porcentaje de bentonita incorporado a las mezclas tal como lo muestra la ecuación (5.1).

$$\sigma = \varphi(\varepsilon, \% B) \quad (5.1)$$

El modelo de comportamiento debe satisfacer las condiciones presentadas en las expresiones (5.2), (5.3) y (5.4).

$$\sigma(0, \% B) = 0 \quad (5.2)$$

$$\frac{\partial \varphi(\varepsilon_{\% B}^u, \% B)}{\partial \varepsilon} = 0 \quad (5.3)$$

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial \varepsilon^2}(\varepsilon_{\% B}^u, \% B) < 0 \quad (5.4)$$

La ecuación (5.2) impone tensiones axiales nulas para deformaciones unitarias nulas. Las expresiones (5.3) y (5.4) definen la existencia de un punto crítico cuya pendiente de la recta tangente a la curva en ese punto es nula y corresponde a un máximo cuando se alcanza una deformación unitaria última ε_u (%bentonita).

La ecuación (5.7) garantiza que la pendiente de la recta tangente a la curva valuada en el origen corresponde al módulo de elasticidad inicial del suelo mezclado con bentonita.

$$\frac{\partial \varphi}{\partial \varepsilon}(0, \% B) = E_i \quad (5.7)$$

La ecuación (5.8) satisface las restricciones impuestas proponiéndose como la formulación matemática que predice el comportamiento tenso-deformacional.

$$\sigma = \frac{\sigma^u \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon^u}\right)^2} \quad (5.8)$$

Donde, σ^u y ε^u se obtienen a partir de una regresión lineal cuya variable independiente corresponde al porcentaje de bentonita.

La Figura 5.20 presenta la relación entre las variables σ_u y ε_u respecto del porcentaje de bentonita. Los parámetros b y $\text{tg } \beta$ poseen unidades de tensión mientras que g y $\text{tg } \gamma$ son adimensionales.

El módulo de elasticidad tangente E_t definido en la ecuación (5.9) se obtiene de la primera derivada de la ecuación (5.8).

$$E_t = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = \frac{\sigma^u (1 - \varepsilon_r)}{(1 + \varepsilon_r)^2} \quad (5.9)$$

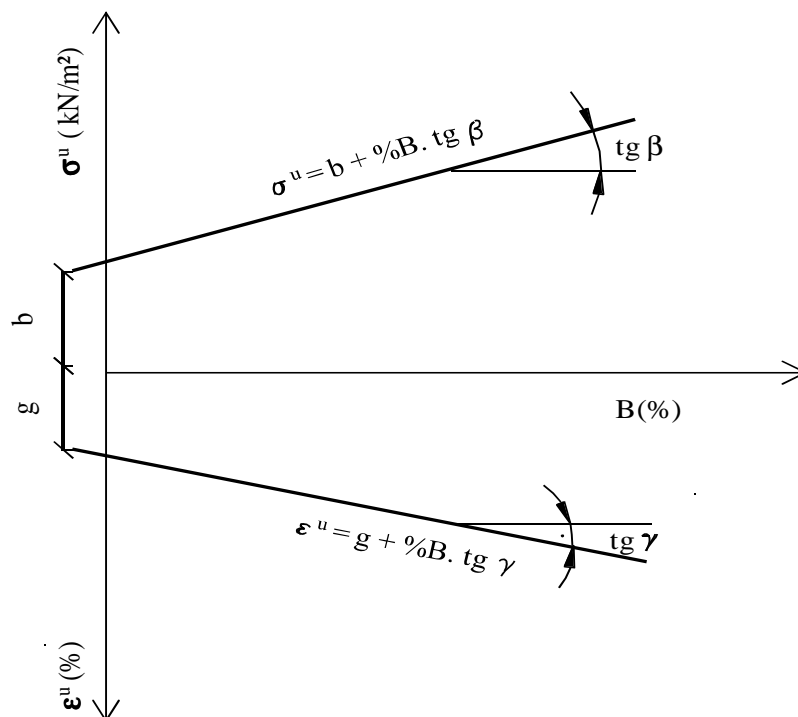


Figura 5.20 Tensiones axiales y deformaciones últimas

Donde ε_r se define en la ecuación (5.10),

$$\varepsilon_r = 1 - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon^u} \right)^2 \quad (5.10)$$

La Figura 5.21 presenta la superposición del modelo propuesto y los resultados experimentales obtenidos en cada mezcla analizada.

Se puede apreciar que el modelo teórico predice de manera clara el módulo de elasticidad inicial, los valores máximos de deformación relativa y el comportamiento post pico de ablandamiento para cada caso analizado en todas las muestras compactadas con γ_d próximo a 13 kN/m³.

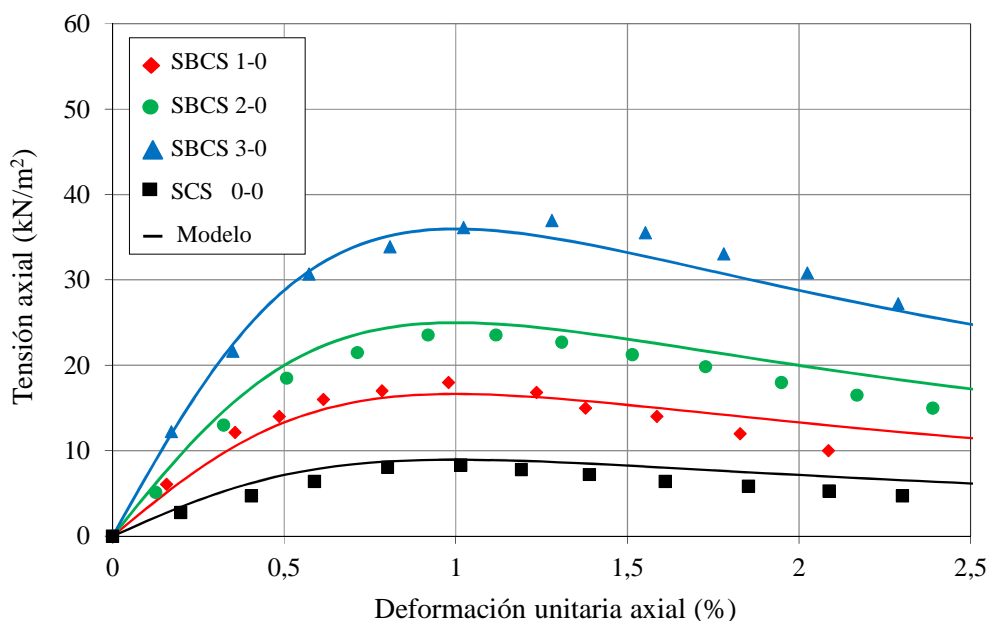


Figura 5.21 Modelo de comportamiento tenso - deformacional para mezclas limo-bentonita compactadas con $\gamma_d=13$ kN/m³

La precisión del modelo propuesto fue evaluada mediante el criterio de mínimo error cuadrático obteniendo R^2 igual a 0,88.

El modelado del comportamiento mecánico considerando distintos grados de compactación y contenido de bentonita presentó una particularidad. Se observó a priori que para deformaciones relativas menores a 0,5% la tendencia de comportamiento fue casi lineal mientras que para deformaciones relativas superiores los resultados mostraron una respuesta no lineal.

Considerando lo anterior, para deformaciones relativas menores a 0,5% se propuso trabajar con la Ley de Hooke mientras que para deformaciones superiores a 0,5% se plantearon funciones polinómicas simples que calibradas mediante coeficientes consideran el incremento de la resistencia máxima a la compresión con el aumento del contenido de bentonita y la disminución de la rigidez inicial o módulo de elasticidad inicial E_i registrada para grados de compactación superiores a 16 kN/m^3 .

De esta forma, las Figuras 5.22 y 5.23 muestran los resultados experimentales y los diagramas teóricos tenso-deformacional obtenidos para algunas de las mezclas como aquellas con 6% y 9% de bentonita respectivamente siendo estas las que manifestaron mayor disminución del módulo de elasticidad E_i y donde se registraron las mayores resistencias a la compresión simple.

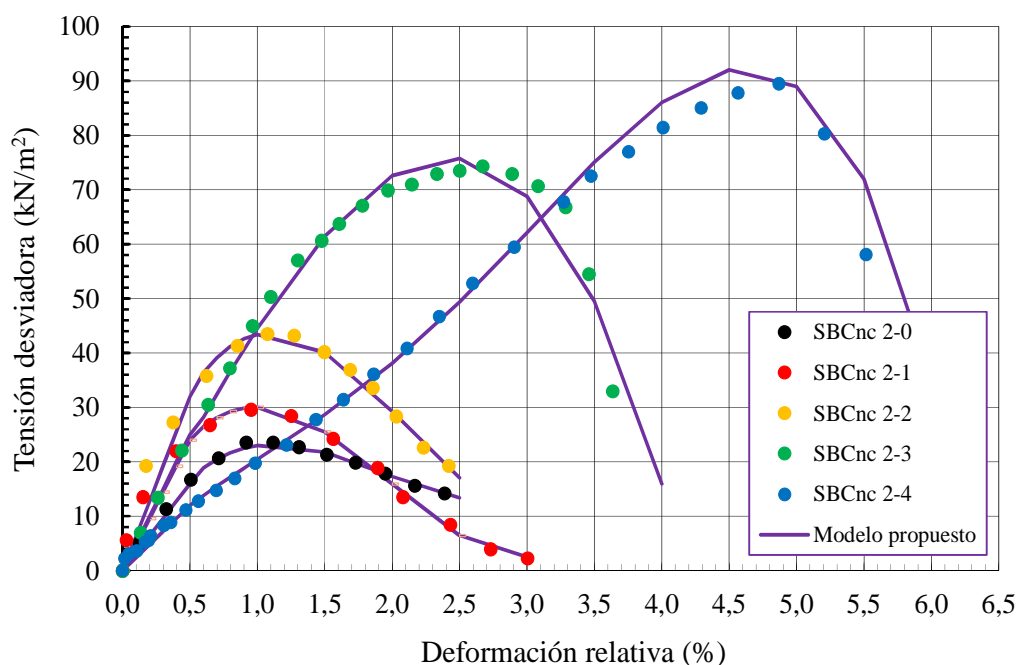


Figura 5.22 Modelo tenso-deformacional para mezclas con 6% de bentonita

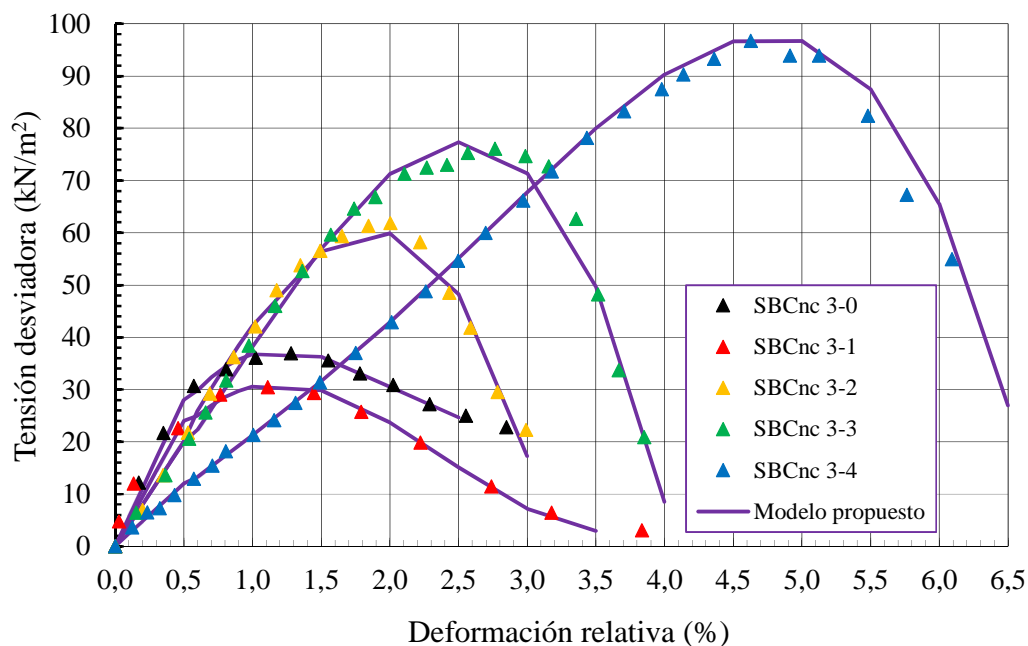


Figura 5.23 Modelo tenso-deformacional para mezclas con 9% de bentonita

La Tabla 5.4 muestra la estructura de las ecuaciones resultantes del modelado, el rango de peso unitario seco y los contenidos de bentonita. Se evaluó la dispersión de los modelos obteniéndose en general valores de R^2 entre 0,95 y 1.

Tabla 5.4 Modelo tenso-deformacional para mezclas limo-bentonita

ϵ relativa (%)	B(%)	γ_d (kN/m ³)	Tendencia de Comportamiento
ϵ (<0,5%)	0-3-6-9	13-16,5	$\sigma = E_i \cdot \epsilon$
ϵ (>0,5%)	0-3-6-9	13-16	$\sigma = A\epsilon^3 + B \cdot \epsilon^2 + C \cdot \epsilon + D$
	0-3-6-9	>16 kN/m ³	$\sigma = A\epsilon^4 + B \cdot \epsilon^3 + C \cdot \epsilon^2 + D \cdot \epsilon + E$

La Tabla 5.5 muestra los coeficientes simples de calibración para los casos donde las deformaciones relativas son superiores a 0,5%.

Tabla 5.5 Coeficientes de calibración de los modelos propuestos

ϵ relativa (%)	B(%)	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	Coeficientes				
			A	B	C	D	E
$\epsilon (>0,5\%)$	0	13,00	1,67	-10,00	16,00	0,02	0,00
		14,00	0,90	-10,16	27,24	-1,17	0,00
		15,00	3,00	-23,00	52,00	-1,50	0,00
		16,00	-4,20	13,00	18,93	-2,00	0,00
		16,50	-1,43	11,05	-23,00	31,24	-2,50
	3	13,00	8,59	-10,00	16,15	0,02	0,00
		14,00	0,90	-10,16	27,24	-1,17	0,00
		15,00	3,00	-23,00	52,00	-1,50	0,00
		16,00	-4,20	13,00	18,93	-2,00	0,00
		16,50	-1,43	11,05	-23,00	31,24	-2,50
	6	13,00	5,27	-30,39	48,58	-0,49	0,00
		14,00	6,98	-41,56	61,71	2,91	0,00
		15,00	8,34	-52,67	85,48	2,25	0,00
		16,00	-2,86	1,22	44,44	1,70	0,00
		16,50	-0,61	5,04	-11,82	27,00	0,84
	9	13,00	6,97	-41,94	70,76	0,96	0,00
		14,00	4,99	-29,42	52,78	3,07	0,00
		15,00	-5,67	3,89	45,69	-1,71	0,00
		16,00	-5,00	13,50	27,63	2,00	0,00
		16,50	-0,33	2,35	-4,21	22,75	0,69

Si bien este modelado no resulta ser una única ley general de comportamiento para diferentes grados de compactación, el empleo del mismo otorga resultados confiables y de manera rápida para estimar valores de resistencia máxima.

CAPITULO 6

ACOPLAMIENTO HIDRAULICO Y MECANICO

6.1 Introducción

En este capítulo, se presenta el estudio del comportamiento hidráulico y mecánico de manera acoplada en mezclas sometidas a presiones verticales aplicadas de manera incremental. Se muestra la variación de los valores de conductividad hidráulica saturada en función de la modificación de la relación de vacíos para cada instancia de carga aplicada. Se analiza la compresibilidad de cada mezcla considerando el contenido de bentonita y el grado de compactación.

6.2 Acoplamiento hidráulico y mecánico de mezclas compactadas

La aplicación de cargas en un terreno produce deformaciones que dan lugar a cambios de volumen. Si el material se encuentra saturado el proceso de deformación implica además expulsión del agua presente en los poros.

Este fenómeno que puede sufrir una capa de suelo respecto de la superficie de aplicación de cargas de magnitud elevada queda representado mediante la ejecución de ensayos edométricos donde las únicas deformaciones posibles son en dirección vertical.

Considerando que las mezclas de estudio podrían utilizarse en la construcción de barreras sanitarias se estudiaron las deformaciones como resultado del acoplamiento no solo de acciones verticales sino también de procesos de infiltración, considerando que existe una altura de lixiviados igual a 0,30 m sobre la barrera de fondo. El análisis de ambos fenómenos acoplados en materiales compuestos intentaría reproducir las condiciones de contorno a la cual se encuentra expuesta una barrera de fondo (Montoro et al, 2016).

6.2.1 Curvas de Infiltración

La Figura 6.1 muestra la infiltración acumulada respecto del incremento de tensión vertical para la muestra SCEI 0-0. Al poseer la misma un bajo grado de compactación las primeras infiltraciones tomaron 5 minutos en lograr la estabilización del volumen debido a la mayor presencia de vacíos en la muestra. Luego de ocurrida la deformación para el primer salto de carga los nuevos registros de tiempo en relación a la estabilización del volumen fueron superiores a 30 minutos.

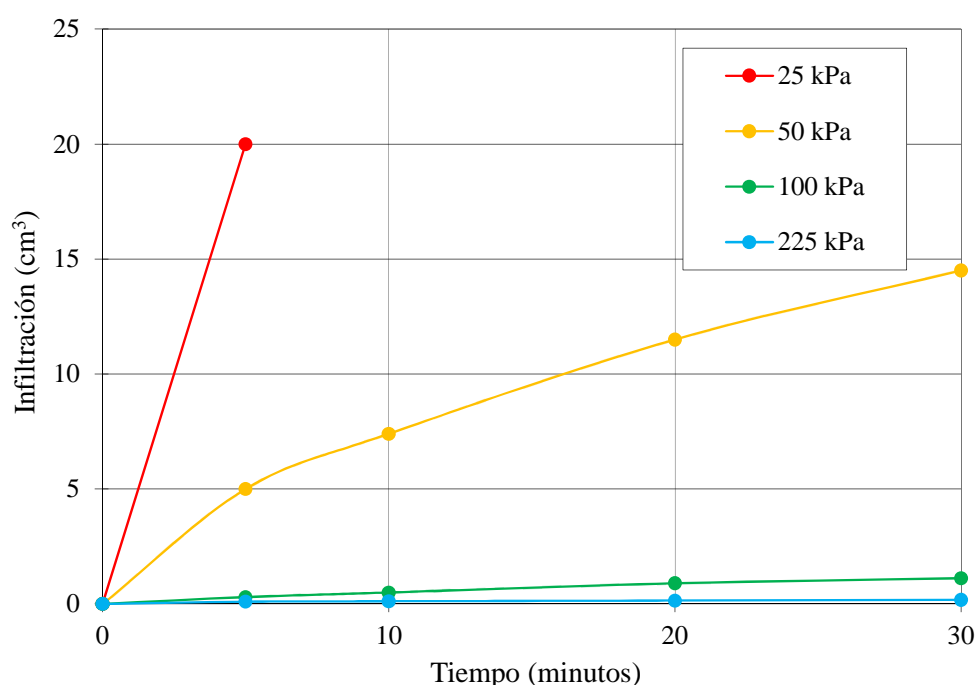


Figura 6.1 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SCEI 0-0)

Los ensayos concluyeron para incrementos de carga inferiores a 320 kPa para evitar la deformación excesiva de la muestra y la desestructuración de la muestra. Se observó una amplia disminución del volumen de infiltración acumulado para cada incremento de carga como consecuencia de la reducción de vacíos y acomodamiento de las partículas posterior a cada presión vertical aplicada.

La Figura 6.2 expone la infiltración en la muestra SCEI 0-1. Se observa respecto de la figura 6.1 que a mayor grado de compactación menor es el volumen de infiltración para cada

incremento de carga logrando una disminución igual a 77% para una tensión vertical equivalente a 50 kPa.

La respuesta presentó una tendencia de comportamiento lineal para suelos sin adición. De igual manera que el caso anterior la duración total del ensayo fue igual a 30 minutos por evitar la destrucción de la muestra y migración de partículas. Cabe destacar que a partir de tensiones verticales superiores a 320 kPa las reducciones en el volumen de infiltración obtenidas fueron mínimas.

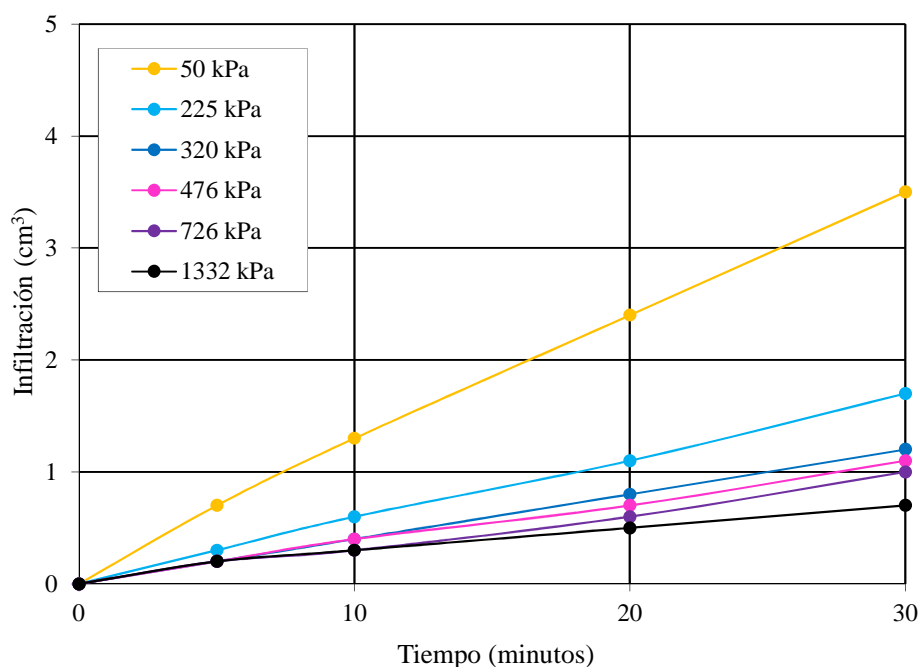


Figura 6.2 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SCEI 0-1)

La Figura 6.3 muestra que las muestras compactadas con γ_d próximo a 15 kN/m^3 lograron una reducción del 86% del volumen de infiltración acumulado para tensiones verticales iguales a 50 kPa respecto de muestras compactadas a 13 kN/m^3 .

Para muestras con adición de 3% de bentonita y compactadas con γ_d próximos a 13 kN/m^3 el volumen de infiltración acumulado para presiones verticales menores a 50 kPa se redujo un 83% respecto de muestras sin adición y similar grado de compactación. A partir de presiones superiores

a 100 kPa la infiltración alcanzó valores por debajo de 1 cm^3 resultando similar la respuesta respecto de muestras sin adición. La tendencia de comportamiento fue lineal (Figura 6.4).

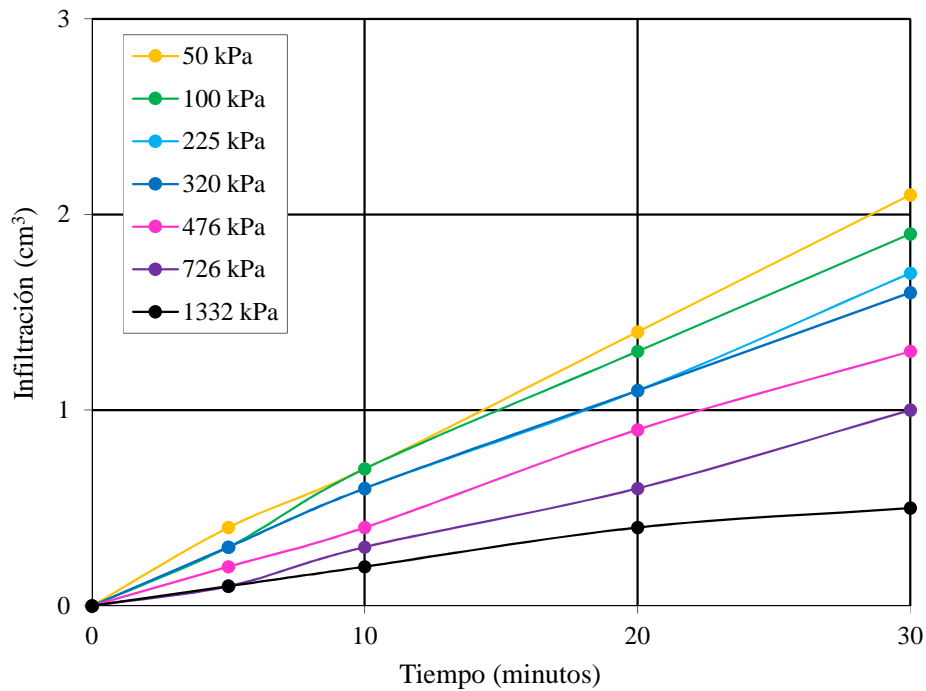


Figura 6.3 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SCEI 0-2)

Para el caso de muestras con adición de 3% y γ_d próximos a 14 kN/m^3 la infiltración acumulada se muestra en la Figura 6.5. Se manifiesta una tendencia de comportamiento no lineal durante los primeros 10 minutos de ensayo siendo a posteriori tipo lineal. La infiltración logró reducirse un 80% para presiones verticales iguales a 100 kPa y un 90% para presiones entre 100 kPa y 476 kPa. No se manifestó una diferencia destacada con la aplicación de tensiones superiores a 476 kPa.

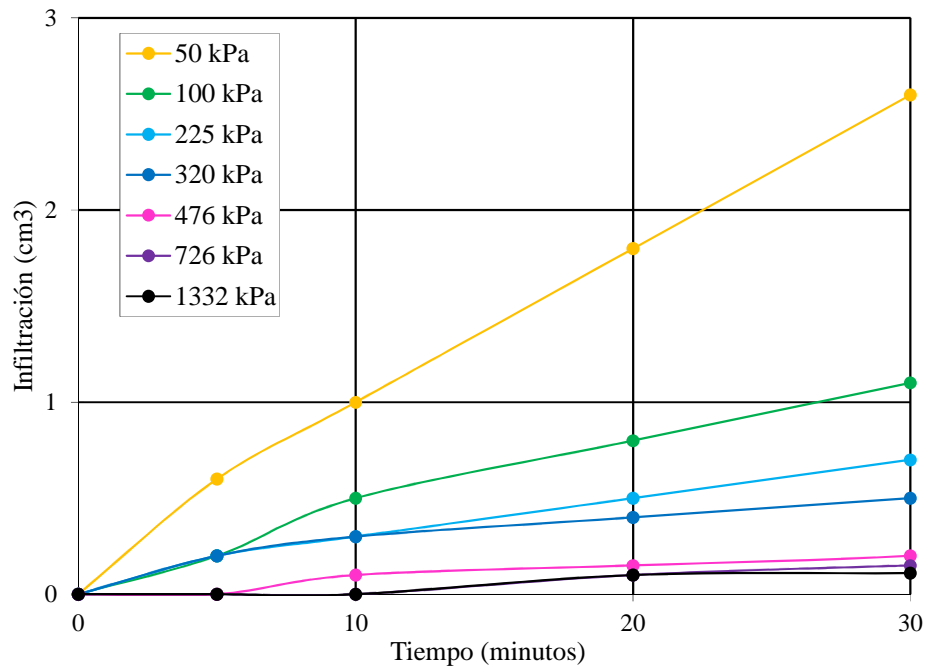


Figura 6.4 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SBCEI 1-0)

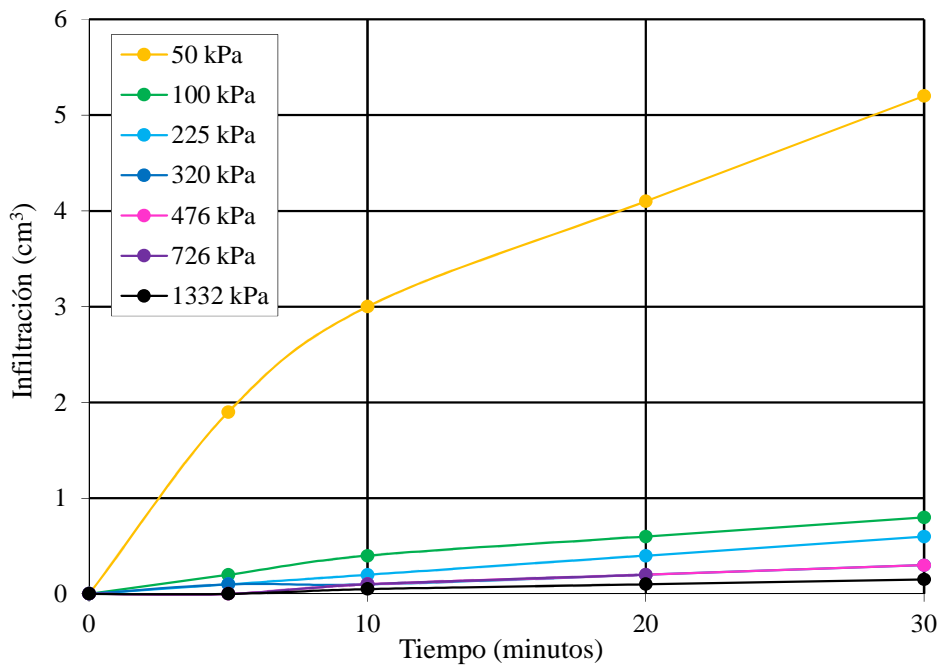


Figura 6.5 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SBCEI 1-1)

Las muestras con 3% de bentonita y γ_d próximos a 15 kN/m^3 mostraron un comportamiento lineal en todos los casos obteniéndose valores de infiltración similares entre 25 y 100 kPa.

Los volúmenes se redujeron un 67 % para presiones verticales mayores a 225 kPa (Figura 6.6). Las curvas correspondientes a presiones verticales iguales a 476 kPa y 726 kPa no fueron graficadas por encontrarse muy próximas a la curva correspondiente a 1332 kPa.

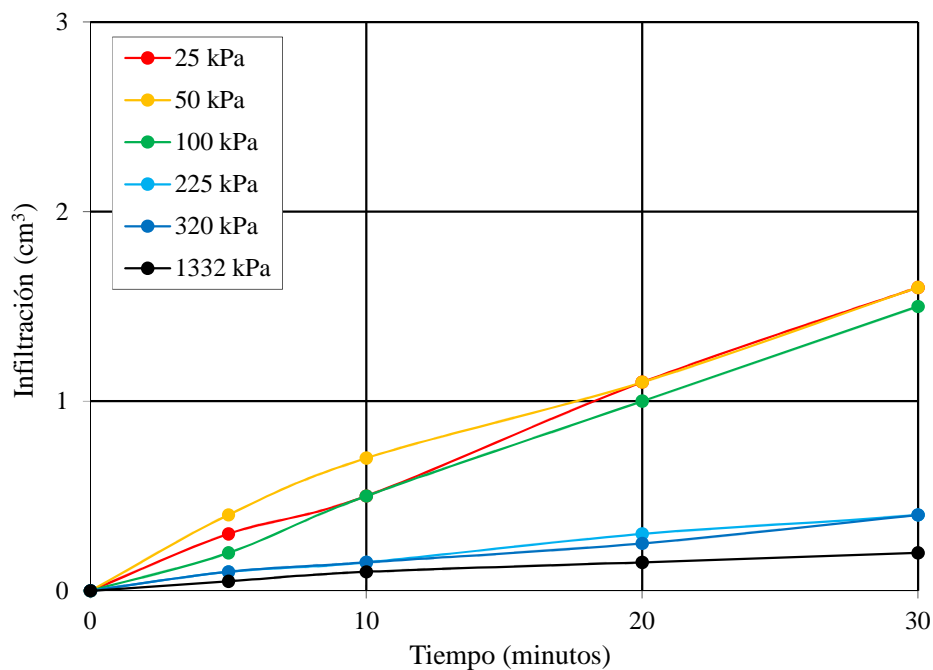


Figura 6.6 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SBCEI 1-2)

La Figura 6.7 expone las curvas de infiltración para una muestra con 6% de bentonita y γ_d igual a 13 kN/m^3 . Se aprecia una disminución del volumen infiltrado acumulado en función del incremento de presiones verticales obteniéndose una reducción equivalente a 92% entre el primer y último incremento de carga.

Respecto de muestras con igual grado de compactación y sin adición, la reducción fue igual a 94% para incrementos de presión superiores a 50 kPa mientras que en muestras con 3% de adición la reducción fue equivalente a 60%. Para presiones superiores a 50 kPa las diferencias no fueron notorias.

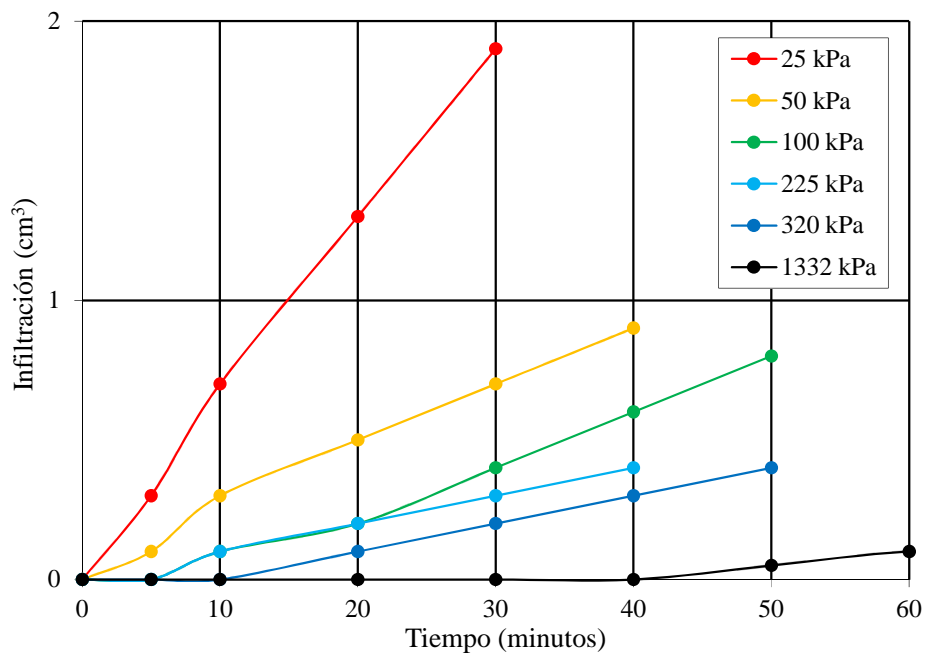


Figura 6.7 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SBCEI 2-0)

En muestras con 6% de bentonita y compactadas con γ_d próximo a 14 kN/m^3 se manifestó un comportamiento diferente a la muestra SBCEI 2-0 compactadas con γ_d próximo a 13 kN/m^3 para las presiones verticales de 25kPa y 50 kPa registrándose para las mezclas con 6% de bentonita infiltraciones acumuladas superiores (Figura 6.8).

Se podría atribuir esta respuesta en principio a las diferencias en las humedades de moldeo de ambas muestras. La muestra SBCEI 2-1 registró una humedad igual a 17,8% mientras que para la muestra SBCEI 2-0 la humedad fue igual a 23%. El menor contenido de humedad pudo haber inducido a la formación de una fábrica más abierta a pesar de estar compactada con mayor γ_d .

De este modo la infiltración fue mayor para presiones verticales iniciales, posteriormente al aumentar el grado de saturación y aplicar mayor presión vertical el reacomodo de las partículas de suelo proporcionó una estructura más densa obteniéndose valores de infiltración acumulada reducidos y visualizándose una tendencia lineal de comportamiento.

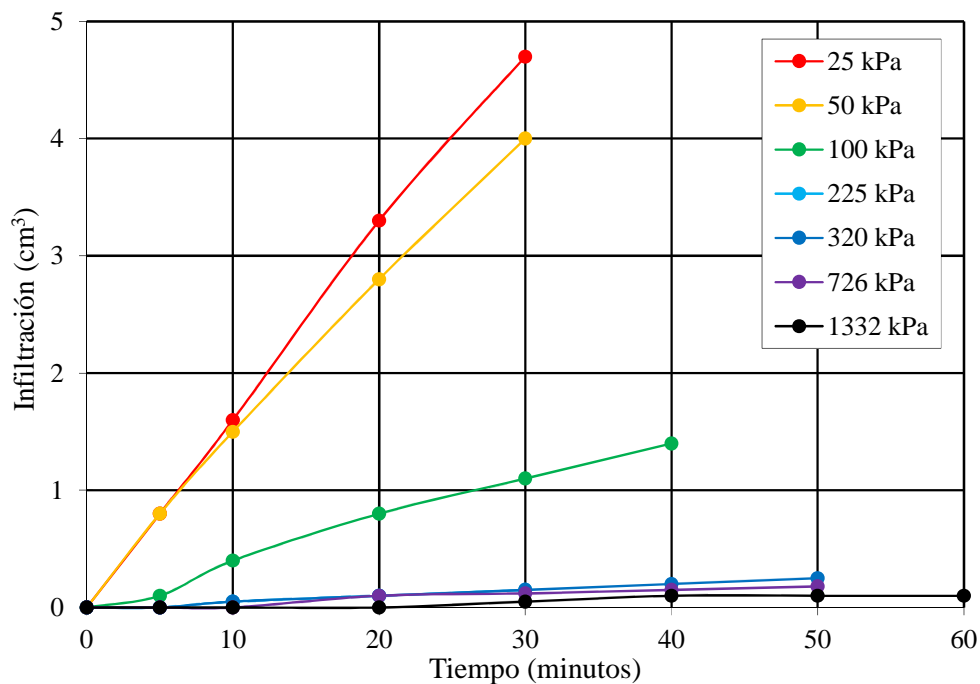


Figura 6.8 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SBCEI 2-1)

Analizando las muestras elaboradas con 6% de bentonita y compactadas con γ_d igual a 15 kN/m^3 se observa que las curvas mantienen todas ellas una tendencia de comportamiento lineal. Se observa una escasa disminución del volumen en función del tiempo (Figura 6.9).

En la Figura 6.10 donde la muestra contiene 9% de bentonita y compactada con γ_d igual a 13 kN/m^3 la tendencia de comportamiento es no lineal. Se destaca un incremento del tiempo necesario para lograr el primer registro de volumen infiltrado a mayor presión vertical respecto de otras muestras con menor contenido de bentonita.

En la Figura 6.11 las curvas de infiltración presentan un comportamiento lineal. Se puede apreciar que la reducción lograda respecto de la muestra SBCEI 2-1 es equivalente a 50% para presiones verticales iguales a 25 kPa y 50 kPa mientras que para presiones verticales superiores la disminución fue equivalente a 25%. Otro punto destacable fue que para presiones mayores a 726 kPa el registro de volumen comenzó a partir de tiempos posteriores a 60 minutos.

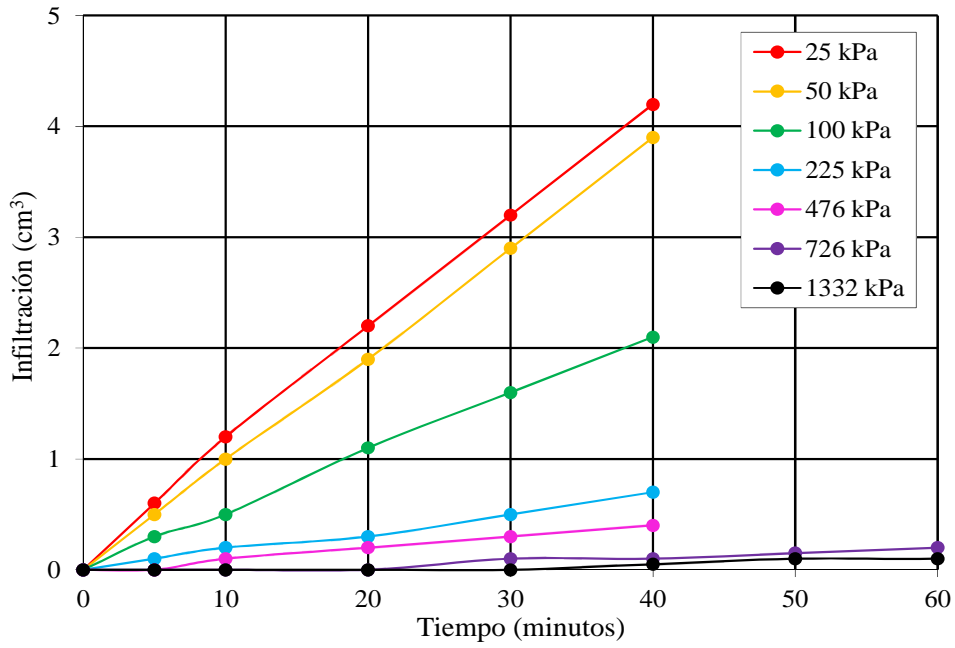


Figura 6.9 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SBCEI 2-2)

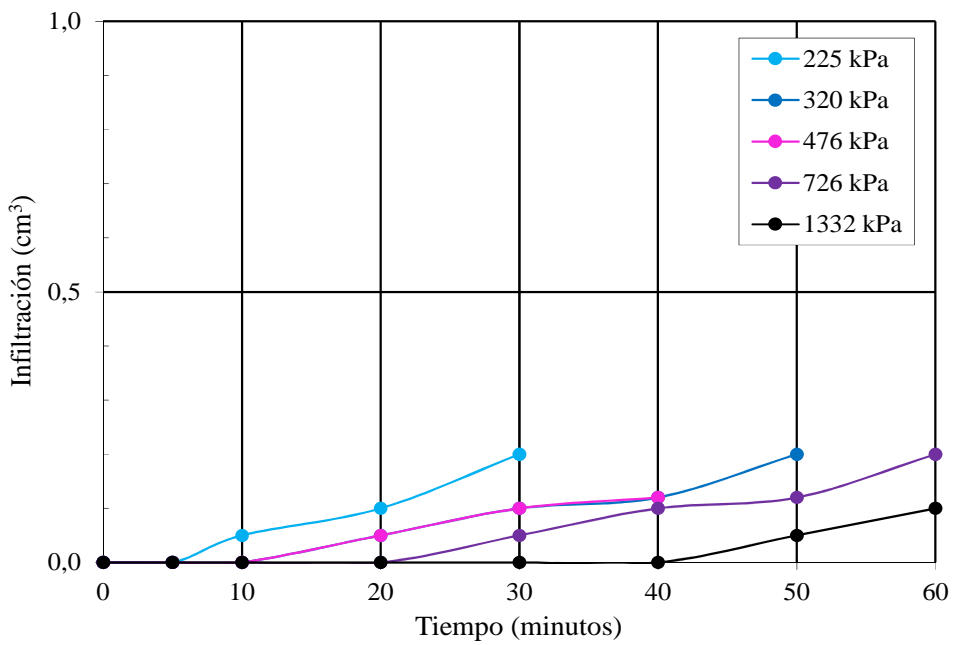


Figura 6.10 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SBCEI 3-0)

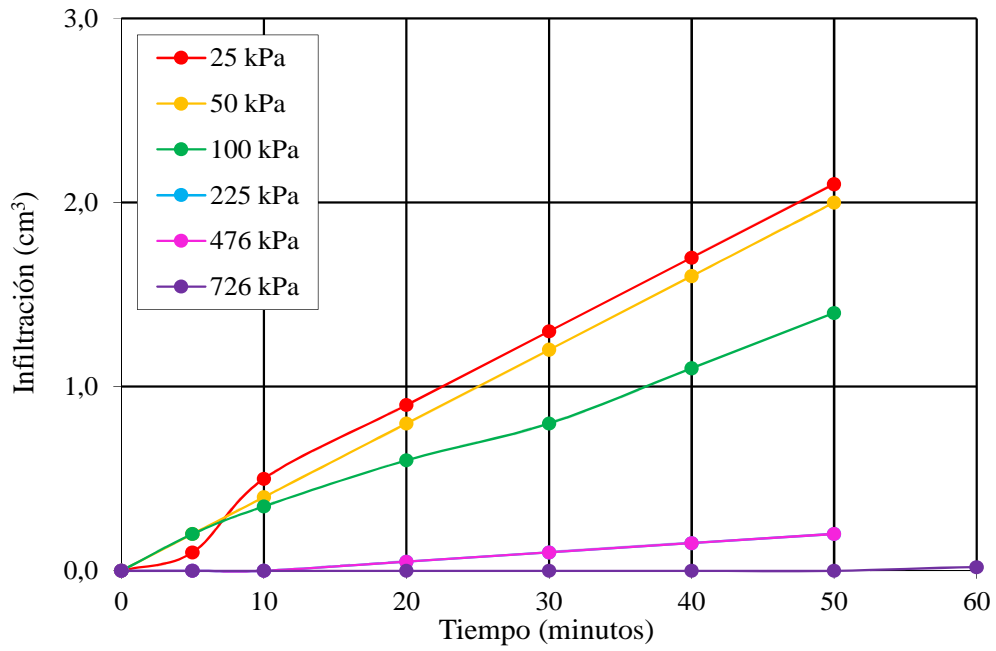


Figura 6.11 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SBCEI 3-1)

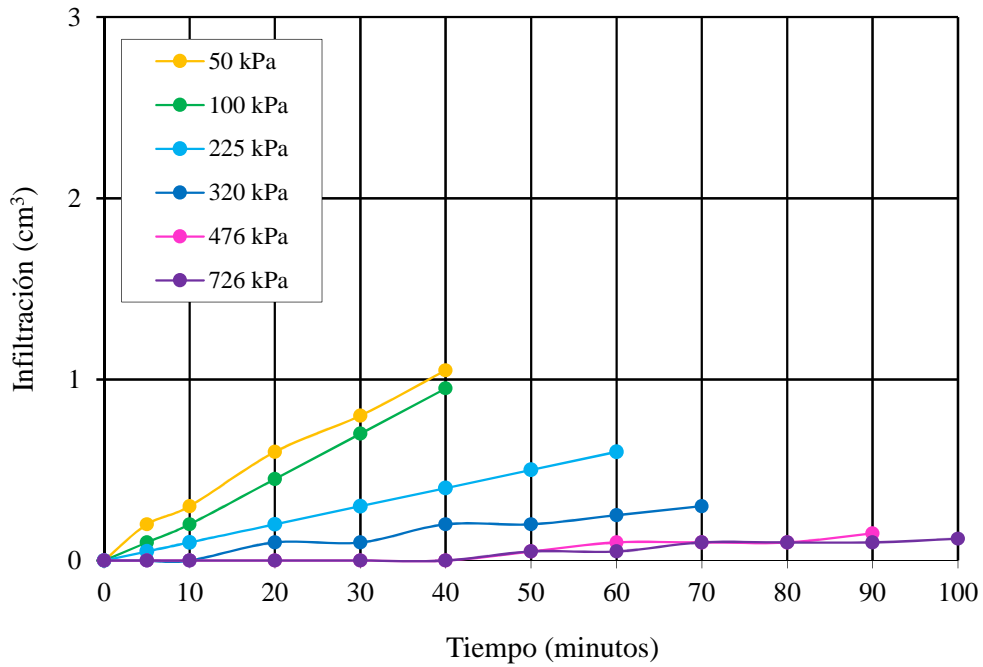


Figura 6.12 Infiltración para diferentes niveles de tensión vertical (SBCEI 3-2)

En la Figura 6.12 los resultados muestran curvas con tendencia de comportamiento lineal en la mayoría de las presiones verticales observándose un aumento del tiempo en relación al incremento de la presión vertical. El tiempo mínimo para el cual se registró el primer volumen de infiltración fue superior a 1 hora. Se podría atribuir ésta respuesta a la presencia de bentonita y a su capacidad de expansión e hinchamiento en presencia de agua logrando la oclusión de poros en la matriz de suelo y volviendo más tortuosos los caminos de flujo.

Los resultados indican que el incremento del grado de compactación conjuntamente con el aumento de adición de bentonita, provocaron una disminución del volumen infiltrado además de un retardo del tiempo de inicio de infiltración. El menor volumen infiltrado se registró para muestras con γ_d próximo a 15 kN/m^3 y 9% de bentonita, en las cuales las curvas de infiltración presentaron una tendencia de comportamiento lineal.

6.2.2 Conductividad hidráulica saturada

Los valores de conductividad hidráulica se muestran en la Tabla 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4.

Tabla 6.1 Resultados de conductividad hidráulica en celda edométrica (B=0%)

Muestra	γ_d (kN/m ³)	ω_i (%)	S_i (%)	n_i	$e_{variable}$	σ (kpa)	k (m/seg)
SCEI 0-0	13,10	18,30	46,93	0,51	1,04	13	3,13E-06
					0,89	25	3,13E-06
					0,80	51	2,45E-07
					0,70	101	8,93E-09
					0,61	226	1,18E-09
					0,57	320	3,91E-10
SCEI 0-1	14,10	19,00	56,6	0,47	0,89	51	4,86E-08
					0,66	101	2,47E-08
					0,59	226	2,47E-08
					0,56	320	1,62E-08
					0,52	476	1,62E-08
					0,48	726	1,61E-08
SCEI 0-2	15,00	17,60	60,01	0,44	0,70	51	2,93E-08
					0,68	101	2,50E-08
					0,66	226	2,47E-08
					0,64	320	2,06E-08
					0,62	476	1,63E-08
					0,58	726	1,61E-08
					0,49	1333	3,96E-09

Tabla 6.2 Resultados de conductividad hidráulica en celda edométrica (B=3%)

Muestra	γ_d (kN/m ³)	ω_i (%)	S_i (%)	n_i	$e_{variable}$	σ (kpa)	k (m/seg)
SBCEI 1-0	13,20	20,20	52,52	0,51	1,03	13	2,23E-06
					1,02	25	1,81E-06
					0,91	51	3,30E-08
					0,69	101	1,20E-08
					0,60	226	7,91E-09
					0,57	320	3,95E-09
					0,53	476	3,93E-09
					0,49	726	3,90E-09
					0,44	1333	3,90E-09

Muestra	γ_d (kN/m ³)	ω_i (%)	S_i (%)	n_i	$e_{variable}$	σ (kpa)	k (m/seg)
SBCEI 1-1	14,30	19,50	59,85	0,47	0,80	25	1,84E-05
					0,73	51	9,50E-08
					0,66	101	1,58E-08
					0,59	226	7,88E-09
					0,56	320	3,93E-09
					0,52	476	3,93E-09
					0,49	726	3,92E-09
					0,43	1333	1,95E-09
SBCEI 1-2	14,90	20,30	68,05	0,44	0,80	13	2,10E-08
					0,79	25	7,91E-09
					0,77	51	8,04E-09
					0,72	101	7,95E-09
					0,67	226	3,93E-09
					0,62	320	3,92E-09
					0,58	476	1,97E-09
					0,50	726	1,96E-09
					0,51	1333	1,95E-09

Los resultados se obtuvieron en condición de flujo estable determinando como valor final la tercera lectura igual y consecutiva del valor de conductividad hidráulica saturada en función del tiempo.

Tabla 6.3 Resultados de conductividad hidráulica en celda edométrica (B=6%)

Muestra	γ_d (kN/m ³)	ω_i (%)	S_i (%)	n_i	$e_{variable}$	σ (kpa)	k (m/seg)
SBCEI 2-0	13,00	23,00	58,12	0,51	0,95	25	2,43E-08
					0,86	51	7,91E-09
					0,79	101	7,88E-09
					0,70	226	3,92E-09
					0,67	320	3,92E-09
					0,63	476	3,90E-09
					0,57	726	1,96E-09
					0,49	1333	1,95E-09
SBCEI 2-1	14,10	17,80	52,84	0,47	0,89	13	9,44E-08
					0,89	25	6,49E-08
					0,85	51	5,41E-08
					0,79	101	1,21E-08
					0,71	226	1,96E-09
					0,67	320	1,98E-09
					0,63	476	1,96E-09
					0,59	726	1,17E-09
0,52	1333	1,95E-09					

Muestra	γ_d (kN/m ³)	ω_i (%)	S_i (%)	n_i	$e_{variable}$	σ (kpa)	k (m/seg)
SBCEI 2-2	15,30	18,10	64,50	0,43	0,75	13	4,77E-08
					0,74	25	4,37E-08
					0,73	51	4,31E-08
					0,70	101	2,06E-08
					0,64	226	1,20E-08
					0,61	320	3,93E-09
					0,58	476	3,93E-09
					0,54	726	1,96E-09
					0,49	1333	1,96E-09

Tabla 6.4 Resultados de conductividad hidráulica en celda edométrica (B=9%)

Muestra	γ_d (kN/m ³)	ω_i (%)	S_i (%)	n_i	$e_{variable}$	σ (kpa)	k (m/seg)
SBCEI 3-0	12,50	20,50	48,11	0,53	1,13	13	5,29E-08
					1,07	25	1,22E-08
					1,01	51	2,60E-08
					0,95	101	1,22E-08
					0,85	226	3,94E-09
					0,80	320	3,95E-09
					0,74	476	1,96E-09
					0,68	726	1,96E-09
					0,60	1333	1,96E-09
SBCEI 3-1	13,30	21,50	56,64	0,50	1,00	13	1,69E-08
					1,01	25	1,69E-08
					1,00	51	1,65E-08
					0,96	101	1,21E-08
					0,86	226	1,96E-09
					0,82	320	1,96E-09
					0,78	476	3,92E-09
					0,73	726	1,95E-09
SBCEI 3-2	14,90	19,00	63,88	0,44	0,80	25	1,23E-08
					0,79	51	1,21E-08
					0,78	101	1,01E-08
					0,73	226	3,98E-09
					0,71	320	3,95E-09
					0,67	476	1,96E-09
					0,63	726	1,95E-09
					0,55	1333	7,82E-10

Referencias: ω = humedad de compactación, S_i = saturación inicial, n_i = porosidad inicial

Las Figuras 6.13, 6.14, 6.15, 6.16 y 6.17 muestran la tendencia de comportamiento de los valores de conductividad hidráulica en función de la relación de vacíos consecuente a cada salto de carga, donde B es igual al contenido de bentonita.

La Figura 6.13 muestra la respuesta hidráulica de muestras sin adición de bentonita (B=0%) y diferentes pesos unitarios secos, todas ellas sometidas a incrementos de presión vertical.

Las líneas discontinuas marcan una propuesta de comportamiento no lineal. Se observa que el incremento del peso unitario seco produce una disminución brusca de la relación de vacíos inicial.

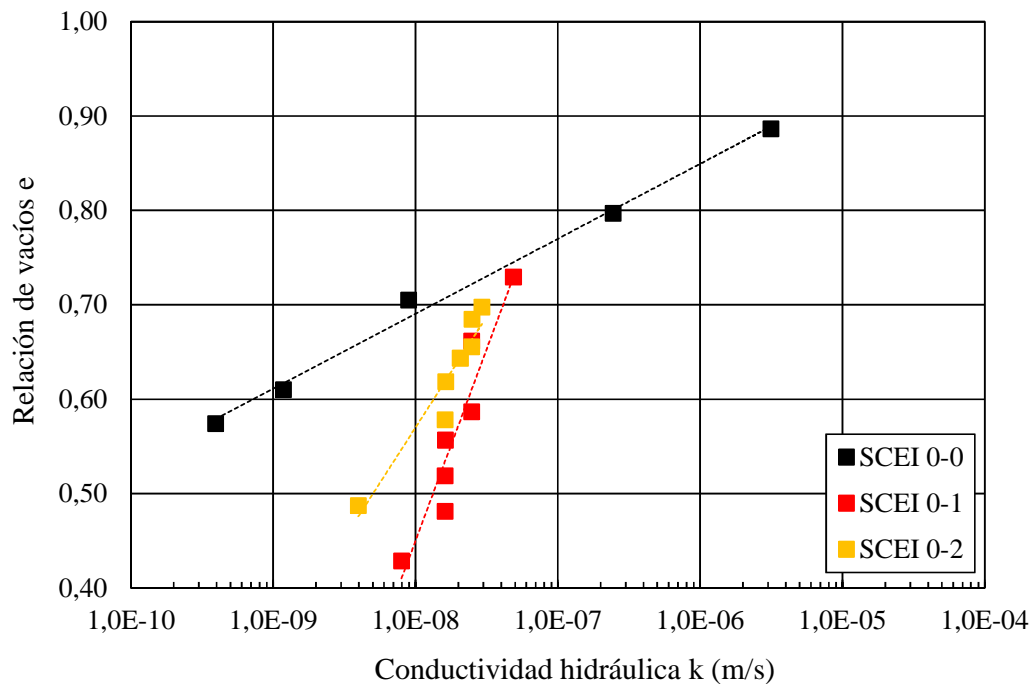


Figura 6.13 Conductividad hidráulica versus relación de vacíos (B=0%)

Los valores de conductividad hidráulica obtenidos alcanzaron una reducción destacada en aquellas mezclas con mayor peso unitario seco. Se observa una dispersión mayor de los valores de conductividad hidráulica en muestras más sueltas respecto de aquellas con mayor grado de compactación. En relación a la muestra SCEI 0-0 se obtuvo una conductividad hidráulica cercana a 1×10^{-9} m/s a partir de presiones verticales superiores a 320 kPa probablemente debido a la presencia inicial de mayor volumen de vacíos en la muestra por su condición de compactación lo cual condujo a un mayor asentamiento ocurrido durante el transcurso del ensayo. Los tiempos de ensayo para cada incremento de carga rondaron en 50 minutos.

La Figura 6.14 expone los resultados de conductividad hidráulica para muestras con 3% de adición de bentonita (B= 3%). La propuesta de comportamiento es no lineal en los diferentes grados de compactación al igual que las muestras sin adición. Las líneas propuestas manifiestan una convergencia similar. Para relaciones de vacíos inferiores a 0,70 los resultados muestran que el 60% de los valores de conductividad hidráulica calculados fueron menores a 1×10^{-8} m/s.

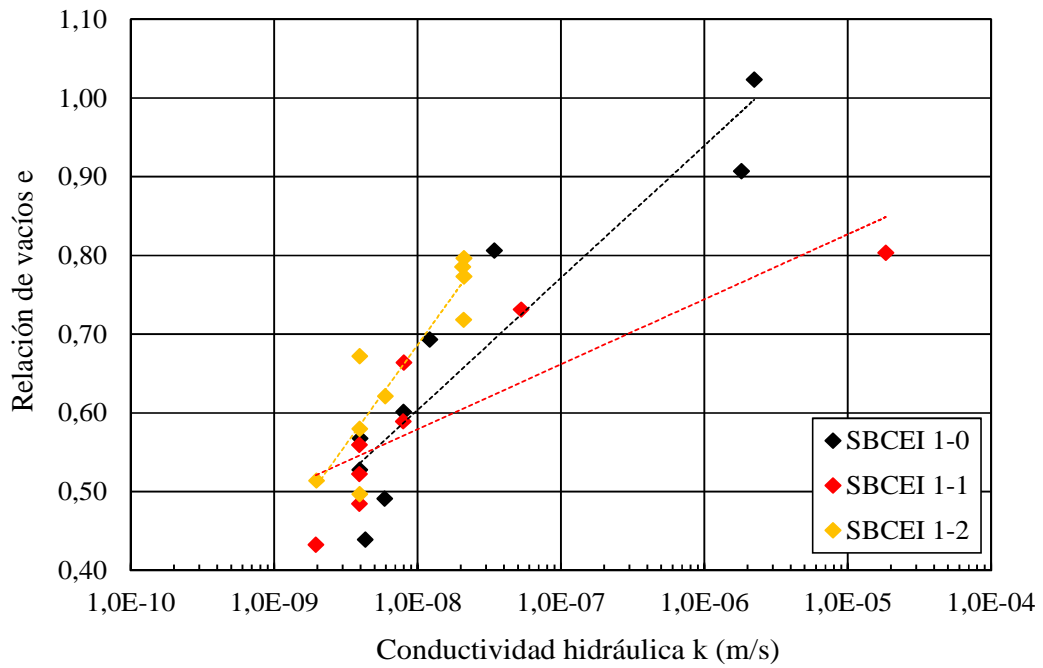


Figura 6.14 Conductividad hidráulica versus relación de vacíos (B=3%)

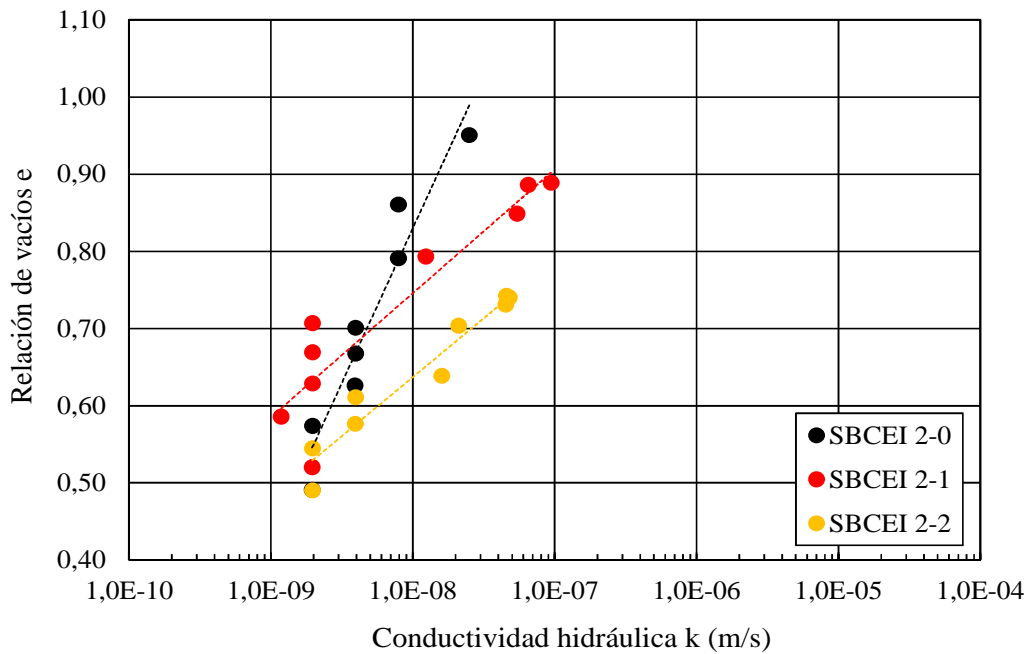


Figura 6.15 Conductividad hidráulica versus relación de vacíos (B=6%)

La Figura 6.15 muestra la variación de la conductividad hidráulica en función de la relación de vacíos para mezclas con 6% de bentonita y diferentes grados de compactación. Para todos los

casos la tendencia de comportamiento propuesta en líneas discontinuas es no lineal con una dispersión reducida. Los resultados de conductividad hidráulica se hallaron en el rango entre 1×10^{-07} m/s y 1×10^{-09} m/s. La adición de bentonita conjuntamente con el incremento del grado de compactación produce la reducción de los valores de conductividad hidráulica aproximando los mismos al valor máximo admisible igual a 1×10^{-09} m/s para condición de deformación lateral nula. Los tiempos de ensayo para cada incremento de carga aumentaron a 70 minutos.

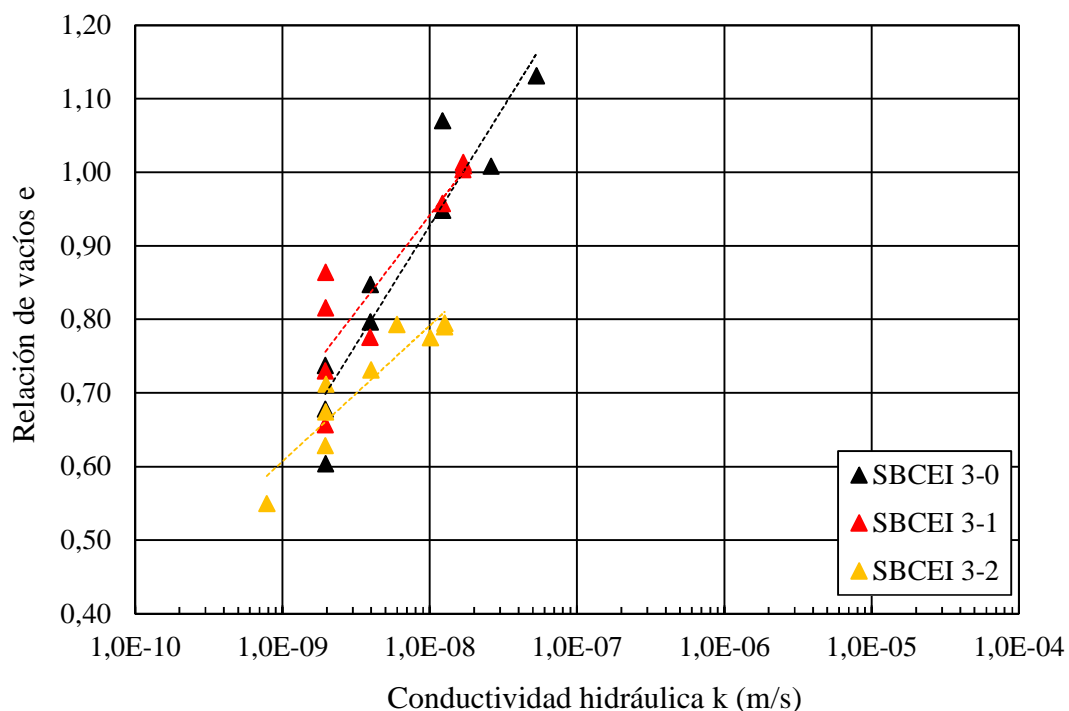


Figura 6.16 Conductividad hidráulica versus relación de vacíos (B=9%)

Para mezclas con 9% de bentonita (Figura 6.16) se observó que el 75% de los valores de conductividad hidráulica se concentraron entre 1×10^{-08} m/s y 1×10^{-09} m/s para relaciones de vacíos inferiores a 0,90. Las líneas discontinuas muestran una tendencia de crecimiento exponencial. Los resultados se concentran la mayoría en torno al valor máximo admisible igual a 1×10^{-09} m/s para relaciones de vacíos próximas a la máxima compactación para el suelo local.

Se observa en la Figura 6.17 que las tendencias de comportamiento no lineal que se manifiestan para las mezclas con diferentes contenidos de bentonita se muestran desplazadas hacia la izquierda a mayor contenido de adición posiblemente debido al proceso de expansión de la bentonita y su relación con la disminución de los vacíos existentes.

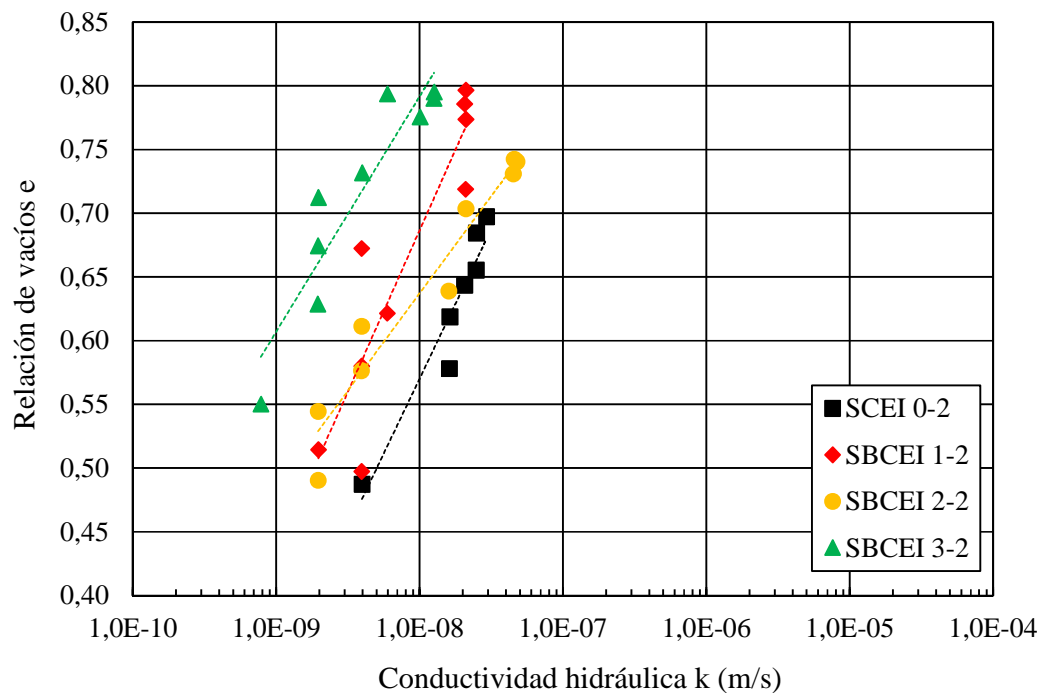


Figura 6.17 Conductividad hidráulica versus relación de vacíos ($\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$)

Benson y Daniel (1990) demostraron que la reducción del tamaño de los vacíos y la disminución o eliminación de macroporos genera microporos más pequeños resultando así una menor conductividad hidráulica de la mezcla.

6.2.3 Comportamiento mecánico

La compresibilidad es una de las propiedades más importantes que debe considerarse en la evaluación de posibles asentamientos en una barrera de material compactado debido al incremento del peso de los residuos dispuestos en la fosa de enterramiento (Mishra et al 2010).

Para evaluar esta propiedad en mezclas limo-bentonita se llevaron a cabo ensayos edométricos con el fin de reproducir el posible asentamiento que puede ocurrir bajo condición hidratada y confinada. Se analizaron previamente las deformaciones relativas para cada muestra en función del incremento de tensiones considerando la influencia del contenido de bentonita y del grado de compactación. La Figura 6.18 muestra la relación entre la deformación relativa y las tensiones verticales para mezclas sin contenido de bentonita y distintos valores de peso unitario seco γ_d . Se manifiestan menores deformaciones en muestras elaboradas con mayor γ_d . Se atribuye

esta respuesta a la menor porosidad que puede presentar la probeta como resultado del aumento del grado de compactación. Se observó además que el diagrama tenso – deformacional presentó dos respuestas diferentes entre el tramo de carga y descarga para pesos unitarios secos menores a 15 kN/m^3 mientras que para muestras con pesos unitarios secos mayores a 15 kN/m^3 fueron similares y de aspecto curvilíneo en tramo de carga y aspecto lineal en descarga.

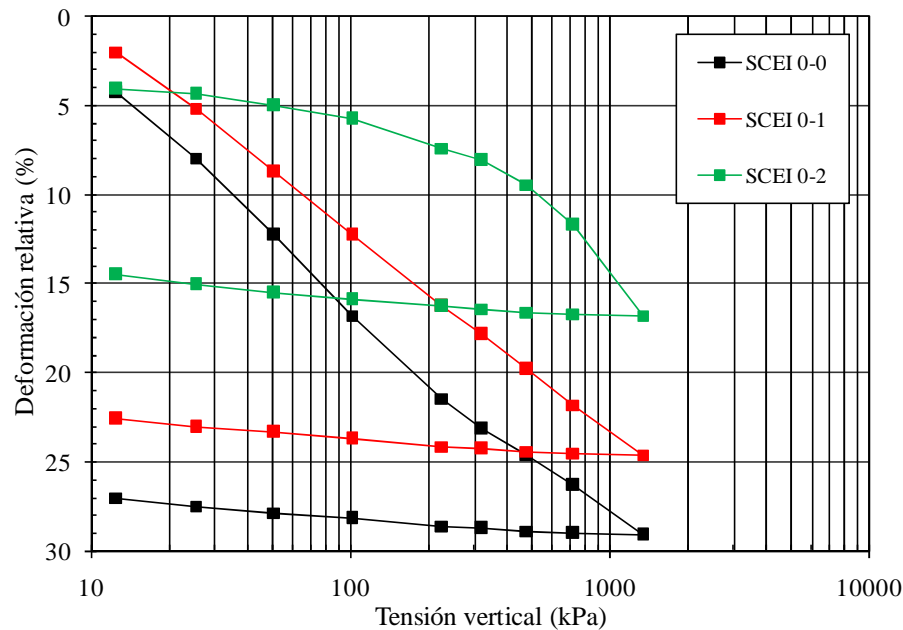


Figura 6.18 Curva de compresibilidad de muestras sin bentonita

Las Figuras 6.19, 6.20 y 6.21 mostraron un decremento de las deformaciones relativas con respecto al incremento del contenido de bentonita.

Para γ_d menor a 14 kN/m^3 y un rango de bentonita entre 3% y 6% el aspecto es lineal mientras que para mezclas compactadas con γ_d próxima a 15 kN/m^3 y contenido de bentonita igual a 9% es curvilíneo.

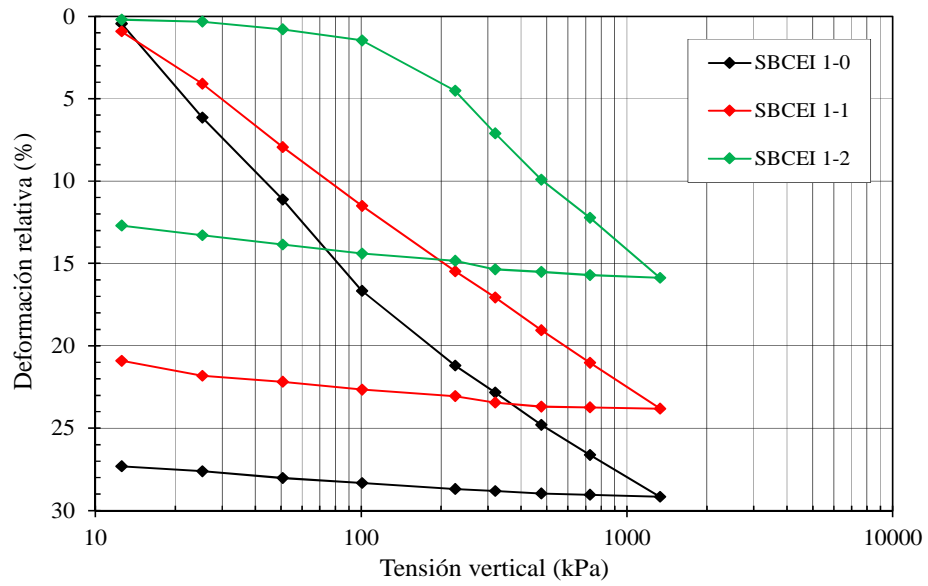


Figura 6.19 Curvas de compresibilidad de mezclas con 3% de bentonita

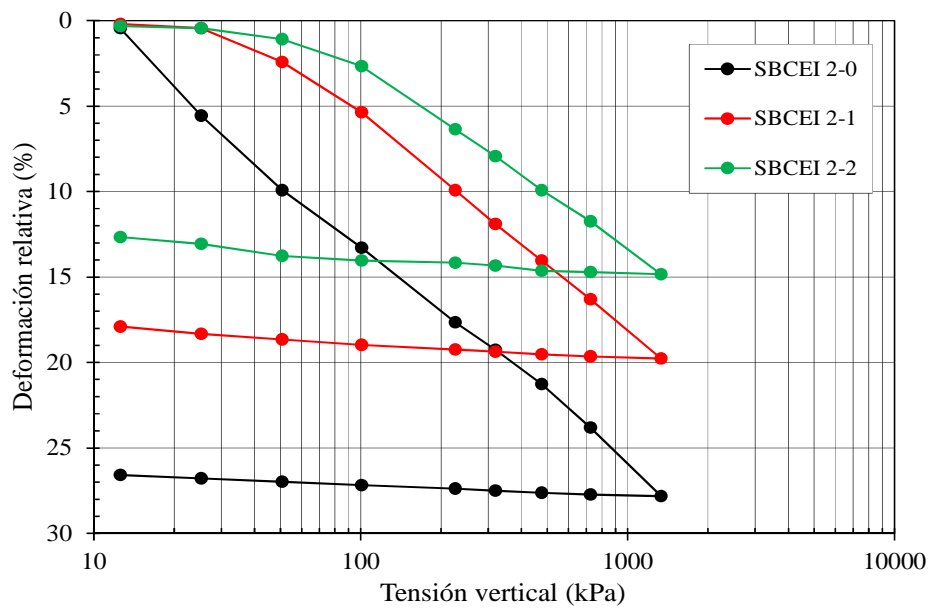


Figura 6.20 Curvas de compresibilidad de mezclas con 6% de bentonita

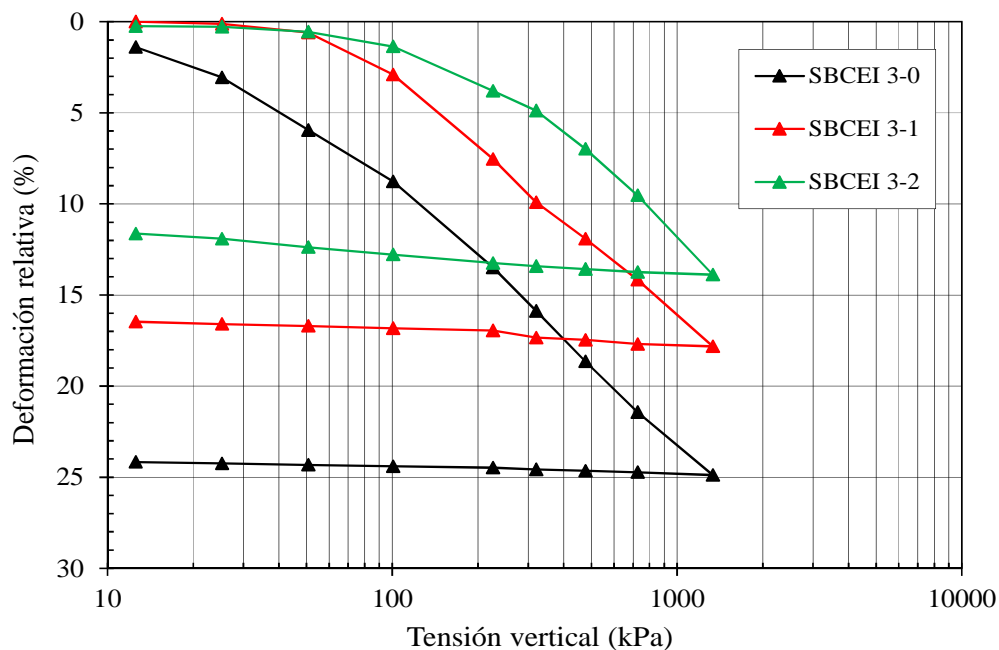


Figura 6.21 Curvas de compresibilidad de mezclas con 9% de bentonita

Los diagramas obtenidos mostraron que las deformaciones fueron similares con el incremento del contenido de adición entre 0% y 3% mientras que para muestras con adición entre 6% y 9% las deformaciones relativas fueron menores. La existencia de condiciones de contorno sobre cada muestra tales como la deformación lateral nula y presión vertical aplicada sumadas al impedimento de expansión libre de una mezcla pudieron dar origen a muestras más densas y menos deformables. Por otro lado para muestras con igual contenido de adición, se observó que el aumento del grado de compactación provocó una rigidización del material.

En mezclas compactadas con γ_d próximo a 15 kN/m^3 y mayor adición de bentonita se registraron deformaciones relativas finales reducidas en un 55% respecto de las obtenidas en mezclas de menor grado de compactación y sin adición de bentonita.

A continuación para comprender este comportamiento se analizaron las curvas e-log p correspondiente a cada y se determinó el índice de compresibilidad.

Considerando la influencia del contenido de bentonita observamos las Figuras 6.22 y 6.23 donde se manifiestan similares comportamientos con pequeña variación entre los resultados

obtenidos en términos de presiones verticales aplicadas para las muestras compactadas con distintos γ_d .

Particularmente, en la Figura 6.22 se observa que la relación de vacíos disminuye con el incremento de las presiones verticales para cada muestra analizada. La figura muestra similar tendencia de comportamiento para todos. Si bien todas las mezclas fueron compactadas con γ_d próximo a 13 kN/m^3 , el incremento del contenido de bentonita provocó una reducción menor de la relación de vacíos frente a la aplicación de elevadas presiones verticales.

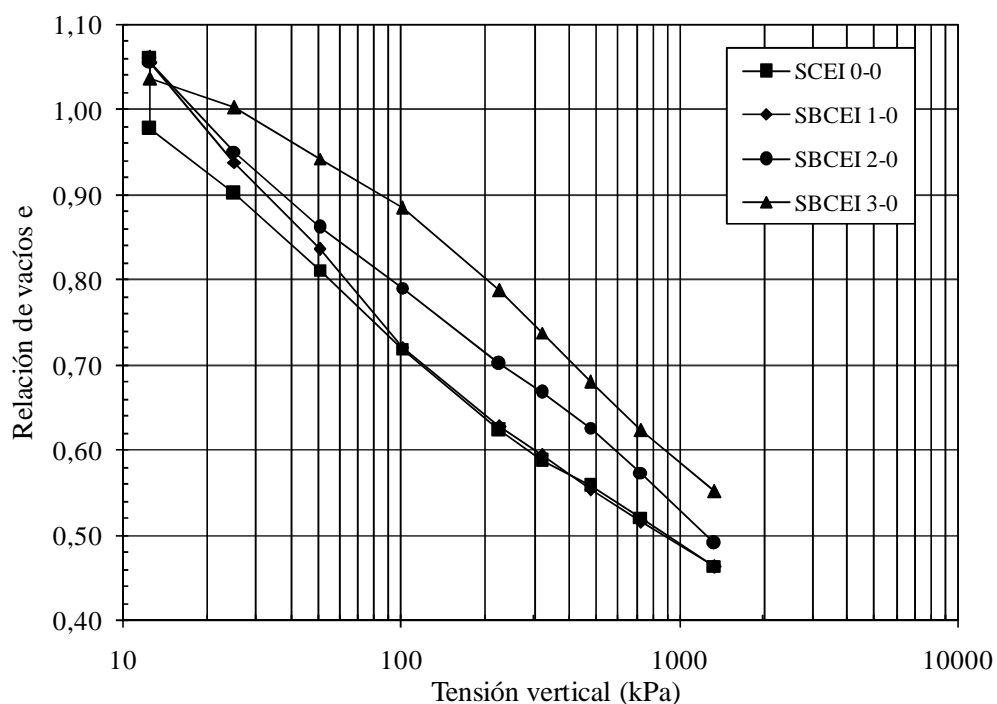


Figura 6.22 Relación de vacíos versus presión vertical aplicada ($\gamma_d=13 \text{ kN/m}^3$)

En la Figura 6.23 se manifiesta una respuesta similar a la observada en la Figura 6.22. El aspecto curvilíneo de las curvas e - $\log p$ se observa claramente para mezclas con 6% y 9% de adición de bentonita. Para las muestras con 0% y 3% el aspecto de la curva fue lineal en el rango de presiones aplicadas. Para las muestras compactadas con peso unitario seco próximo a 14 kN/m^3 las relaciones de vacíos obtenidas para la máxima presión vertical aplicada aumentaron respecto del incremento de adición y en relación a muestras de menor compactación. Similares resultados obtuvo Kumar y Yong (2002).

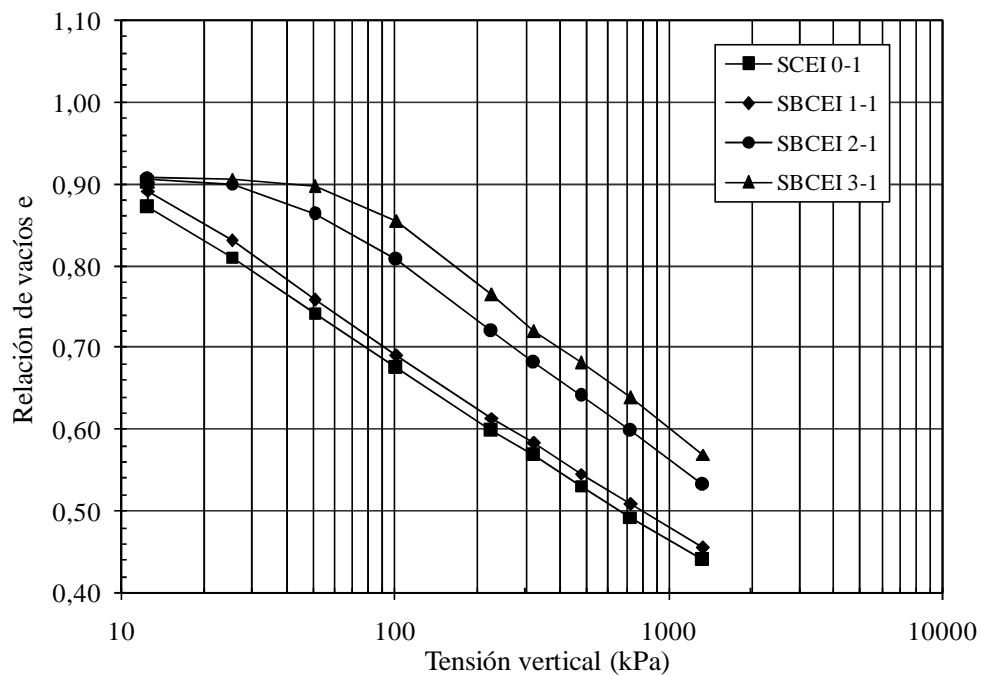


Figura 6.23 Relación de vacíos versus presión vertical aplicada ($\gamma_d=14 \text{ kN/m}^3$)

La Figura 6.24 muestra las curvas e -log p correspondientes a mezclas compactadas con γ_d próximo a 15 kN/m^3 . Todas las figuras muestran similar tendencia de comportamiento con aspecto curvilíneo respecto de muestras con menor grado de compactación. Se observa que las relaciones de vacíos obtenidas en muestras con adición de bentonita son mayores respecto de las obtenidas en muestras sin adición. Similares resultados obtuvo Kumar y Yong (2002) y Juárez et al (2018). Dichas relaciones de vacíos no registraron cambios notorios para presiones verticales menores a 100 kPa mientras que si lo hicieron en mayor medida para presiones superiores a 100 kPa .

Por otro lado, la bentonita provocó una menor reducción de las relaciones de vacíos en mezclas con γ_d próximo a 15 kN/m^3 respecto de mezclas con menor grado de compactación. Considerando que la reducción de vacíos durante un ensayo edométrico está relacionada a la disipación del exceso de agua presente en los poros de una muestra, se podría inferir que el menor cambio en las relaciones de vacíos estaría asociado a muestras con menor cambio de volumen de poros y por ende con menor expulsión de exceso de agua libre, como resultado de un mayor grado de compactación y obturación de los canales de flujo por la presencia de bentonita.

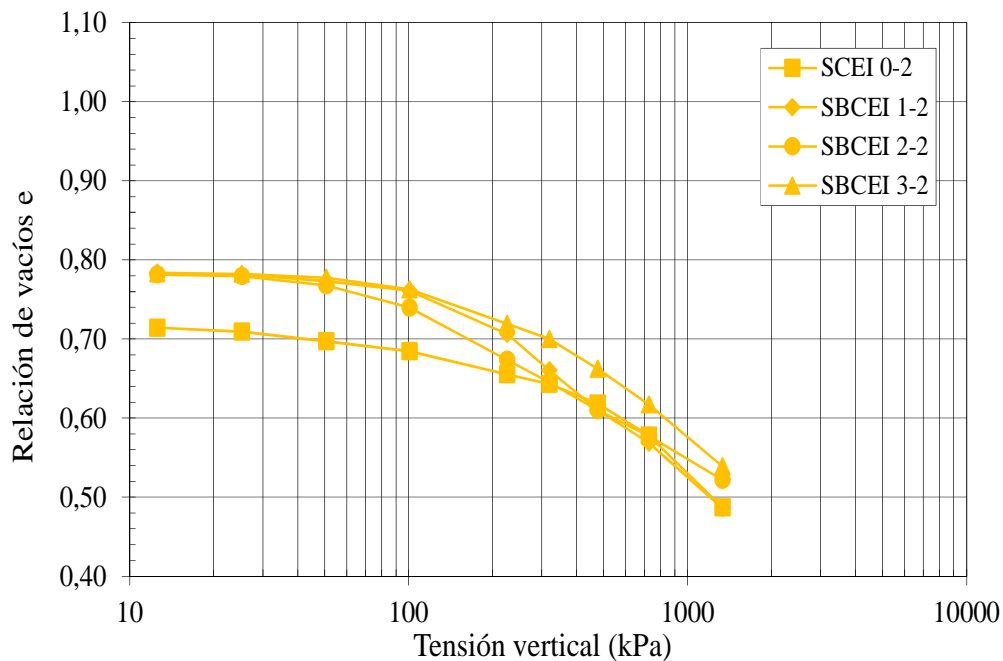


Figura 6.24 Relación de vacíos versus presión vertical aplicada ($\gamma_d=15 \text{ kN/m}^3$)

Analizando las Figuras 6.22, 6.23 y 6.24 se observa que las muestras con mayor contenido de bentonita manifiestan una mayor relación de vacíos respecto de aquellas con menor presencia de bentonita siendo esta diferencia menor bajo elevadas presiones verticales. Esta diferencia también disminuyó con el incremento del peso unitario seco de las mezclas donde para mezclas con γ_d próximo a 15 kN/m^3 la influencia fue menor. Similar respuesta observaron Olson y Mesri (1970) y Kumar y Yong (2002) en mezclas con presencia de montmorillonita.

Otro punto importante a destacar fue que para presiones verticales menores a 100 kPa las presiones de hinchamiento se manifestaron en mayor medida en muestras saturadas, 9% de contenido de bentonita y compactadas con γ_d próximo a 15 kN/m^3 . Similar respuesta observaron Holtz y Gibbs (1956), Escario (1987), Lawton (1989) y Komine (2004). Los tiempos de ensayo se vieron afectados prolongándose a más de 15 días para muestras con 9% de bentonita y γ_d próximo a 15 kN/m^3 .

6.2.4 Índice de compresibilidad C_c

El índice de compresibilidad C_c está definido como la pendiente de la recta tangente al tramo lineal que presenta una curva e-log p indicando la magnitud de asentamiento que sufre una muestra debido a incrementos en la presión vertical de compresión.

Es conocido que el desarrollo del espesor de la doble capa difusa influye en el comportamiento de compresibilidad de la bentonita (Bolt, 1956; Sridharan y Rao, 1973). Esta respuesta depende de varios factores entre ellos del tipo y cantidad de minerales presentes en la arcilla, del tipo de catión intercambiable entre otros. Estos factores también influyen en el índice de compresibilidad C_c de las mezclas suelo-bentonita (Salas y Serratos, 1953; Robinson y Allam, 1998). Por lo tanto, como el limo en mezclas con bentonita no presenta capacidad de hinchamiento cualquier cambio en el comportamiento de compresibilidad puede ser atribuido al cambio de comportamiento de la bentonita.

En este trabajo se analizó el límite líquido LL, el contenido de bentonita y la relación de vacíos inicial e_i como posibles factores influyentes en el comportamiento de compresibilidad de las mezclas suelo-bentonita.

La Tabla 6.5 muestra el índice de compresibilidad para las diferentes mezclas de estudio mientras que la Figura 6.25 muestra la relación entre el índice de compresibilidad y el contenido de bentonita en las mezclas. Se observa como propuesta una tendencia de comportamiento lineal la cual se visualiza para cada mezcla a través de líneas discontinuas.

En general la compresibilidad de las mezclas está relacionada al límite líquido y ésta a su vez es controlada por el contenido de bentonita presente en el suelo, similar a lo evaluado para arcillas remoldeadas por Carrier y Beckman (1984). Si bien para todas las mezclas ensayadas el índice de compresibilidad calculado mostró un suave incremento a mayor incorporación de bentonita, las muestras con peso unitario seco mayor registraron los menores índices C_c . Similares resultados se presentan en Kumar y Yong (2002) y D'Appolonia (1980) donde hallaron que un alto contenido de material plástico en suelos provoca un incremento en la compresibilidad. Juárez et al (2018) observaron los mismos resultados en mezclas de suelo local con similares contenidos de bentonita.

Tabla 6.5 Resultados de Índice de compresibilidad

Muestra	Bentonita (%)	γ_d (kN/m ³)	ω_1 (%)	S_i (%)	n_i	e_i	C_c
SCEI 0-0	B= 0%	13,10	18,30	46,93	0,51	1,04	0,23
SCEI 0-1		14,10	19,00	56,60	0,47	0,89	0,19
SCEI 0-2		15,00	17,60	60,00	0,44	0,79	0,16
SBCEI 1-0	B= 3%	13,20	20,20	52,52	0,51	1,04	0,23
SBCEI 1-1		14,30	19,50	59,85	0,47	0,89	0,23
SBCEI 1-2		14,90	20,30	68,05	0,44	0,79	0,16
SBCEI 2-0	B= 6%	13,00	23,00	58,12	0,51	1,04	0,28
SBCEI 2-1		14,10	17,80	52,84	0,47	0,89	0,27
SBCEI 2-2		15,30	18,10	64,50	0,43	0,75	0,16
SBCEI 3-0	B= 9%	12,50	20,50	48,11	0,53	1,13	0,27
SBCEI 3-1		13,30	21,50	56,64	0,50	1,00	0,27
SBCEI 3-2		14,90	19,00	63,88	0,44	0,79	0,22

Referencias: γ_d = peso unitario seco, ω_1 = humedad de compactación, S_i = saturación inicial, n_i = porosidad inicial
 e_i = relación de vacíos inicial, C_c = índice de compresibilidad

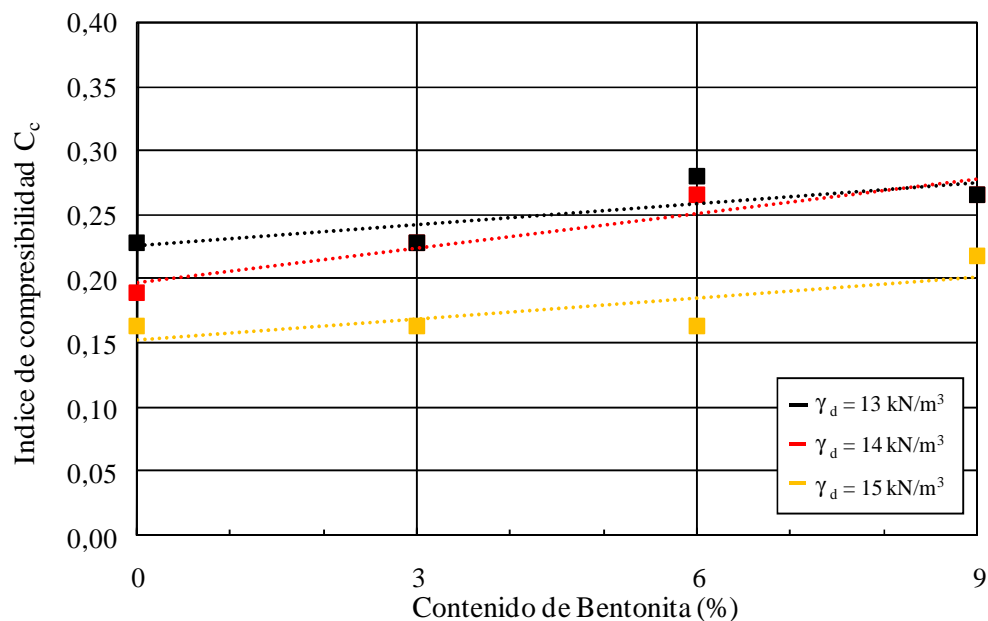


Figura 6.25 Índice de compresibilidad versus contenido de bentonita

Se destaca que el aumento del grado de compactación reduce la compresibilidad de las muestras inclusive de aquellas con adición de bentonita. Si bien la presencia de bentonita modifica el parámetro de compresibilidad de las muestras y los límites de consistencia manifestaron también variaciones en términos del contenido de adición entonces se plantea de manera similar a lo

planteado por Skempton (1944) una posible correlación entre los límites de Atterberg y el índice de compresibilidad.

La Figura 6.26 muestra la relación entre el índice de compresibilidad y el límite líquido para las mezclas evaluadas en este trabajo.

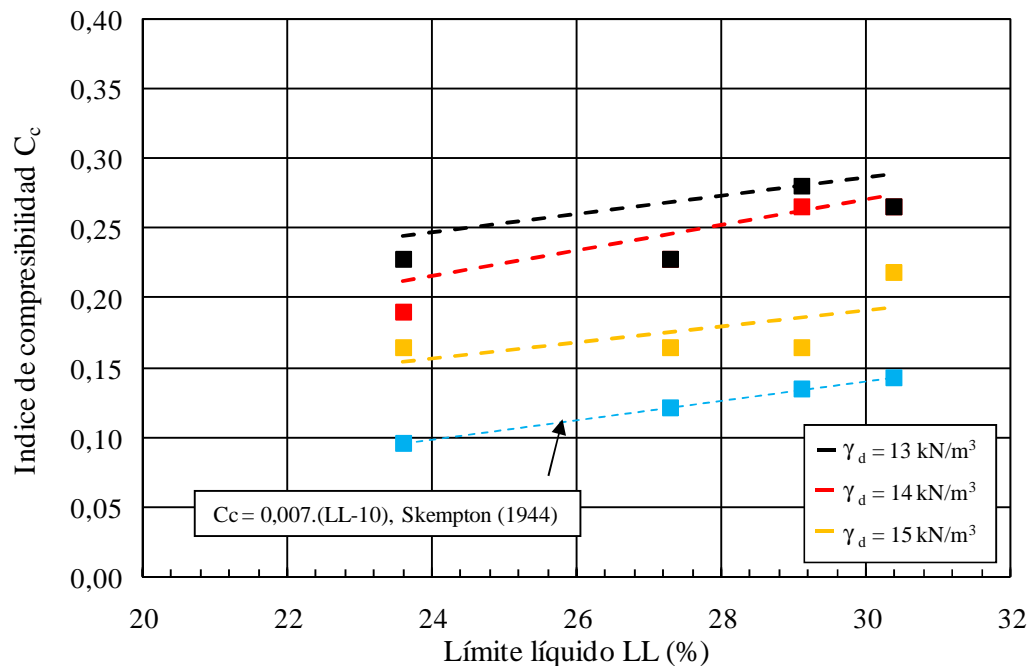


Figura 6.26 Relación entre Índice de compresibilidad y límite líquido

Se observa en líneas discontinuas la tendencia de comportamiento lineal propuesta, la cual manifiesta un crecimiento del índice de compresibilidad en relación al aumento del límite líquido para los tres valores de peso unitario seco de estudio. Las líneas propuestas presentan similar inclinación entre ellas destacándose que la relación sugerida por Skempton (1944) para las mezclas de este trabajo resulta en un comportamiento lineal de similar pendiente que las propuestas en trazo discontinuo.

A modo de conclusión, la compresibilidad de las mezclas está relacionada al límite líquido y controlada por el contenido de bentonita presente en el suelo, similar a lo observado en arcillas remoldeadas por Carrier y Beckman (1984). En general, el incremento en la cantidad de finos en una mezcla resulta en un mayor grado de compresibilidad.

CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION

7.1 Consideraciones generales

En la presente tesis el estudio del comportamiento hidráulico y mecánico con suelos de Córdoba fue abordado considerando la elaboración de mezclas de suelo limoso con adición de diferentes contenidos de bentonita. Los porcentajes de reemplazo fueron 3%, 6% y 9%. El rango de estudio de compactación evaluado fue entre 13 kN/m^3 y 17 kN/m^3 . Las muestras fueron remoldeadas y compactadas de manera estática en laboratorio mientras que en campo la compactación fue de manera dinámica.

El comportamiento hidráulico se estudió llevando a cabo ensayos de permeabilidad a pared rígida y pared flexible mientras que en campo se emplearon infiltrómetros de doble anillo. Se investigó el aporte de la capilaridad sobre la resistencia mecánica de las muestras.

El comportamiento mecánico mediante la ejecución de ensayos de compresión simple permitió valorar la resistencia máxima de cada mezcla y el correspondiente ángulo de falla en cada caso, analizando la influencia del contenido de bentonita sobre los parámetros mecánicos.

El estudio de ambos comportamientos, hidráulico y mecánico; de manera acoplada fue posible mediante la realización de ensayos de compresión confinada intercalada con procesos de infiltración. De esta forma la acción de ambos fenómenos acoplados representó la condición de contorno a la cual se encuentra expuesta una barrera de fondo perteneciente a la estructura de un relleno sanitario. El estudio se completó con tareas de modelación de los resultados experimentales.

En base a los resultados obtenidos y el análisis realizado, en este capítulo se exponen las principales conclusiones, la consideración final y las recomendaciones orientadas al futuro trabajo de investigación.

7.2 Conclusiones particulares

Las principales conclusiones del trabajo se presentan a continuación.

En relación a la compactación y morfología microscópica:

- La adición de bentonita en suelo limoso local causa una reducción del peso unitario seco máximo de las mezclas y un incremento del contenido óptimo de humedad.
- La presencia de bentonita en las mezclas reduce el tamaño de los macroporos, promueve mayor contacto entre partículas y modifica la apariencia superficial de los agregados.

En relación al comportamiento hidráulico:

- La conductividad hidráulica saturada de mezclas compactadas estáticamente en laboratorio disminuye en función del incremento de bentonita variando los resultados un orden de magnitud para las mezclas con el mayor grado de compactación. Por otro lado, se destaca que para cada porcentaje de bentonita incorporado, el aumento del peso unitario seco de las mezclas produce una reducción igual a dos órdenes de magnitud de los valores k .
- El método de compactación estático empleado en laboratorio influye en la formación de la fábrica de las muestras y a consecuencia en los valores de conductividad hidráulica saturada. Considerando las mezclas con un peso unitario seco superior a 16 kN/m^3 , los valores de k resultaron un orden y medio de magnitud superior respecto de lo esperado según antecedentes locales. Las muestras compactadas de manera estática presentan fábricas menos densas por lo tanto se infiere que si la compactación hubiese sido dinámica el valor de conductividad hidráulica saturada de las muestras compactadas con el máximo peso unitario seco verificaría el requisito hidráulico menor a $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$.
- Los ensayos de capilaridad mostraron que el avance del frente húmedo disminuye en relación al incremento de bentonita y al aumento del grado de compactación. Similar al comportamiento de muestras arcillosas, la incorporación de bentonita reduce la velocidad de circulación del flujo en el interior de las mezclas retardando el tiempo para el cual se produce el equilibrio entre las fuerzas capilares y las fuerzas gravitatorias.

- La estimación de la tasa de infiltración en campo en función del grado de compactación de un terraplén es posible mediante el empleo de la ecuación $I_r = 0,38\gamma_d(kN/m^3)T(dias) + 7T(dias)$ mientras que el valor de conductividad hidráulica saturada puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$\log(k) = (-5,1435) \left[-(\log \gamma_d \text{ relativo}) \right]^{(-0,091)}$$

- La ecuación $k_{sat} = A \cdot \log(e^3/(1+e)) - C$ propuesta para estimar la conductividad hidráulica saturada de mezclas de suelo local con adición de bentonita, en base a la reconocida ecuación de Kozeny-Carman es considerada de aplicación confiable ya que reproduce de manera ajustada el comportamiento hidráulico. La misma presenta dos parámetros de calibración A y C definidos en función del contenido de bentonita incorporado. Este modelo puede ser empleado como herramienta de diseño para determinar el porcentaje de bentonita a incorporar en mezclas conociendo el grado de compactación y del parámetro k o como herramienta de control para verificar el valor de la conductividad hidráulica de mezclas en función del grado de compactación y contenido de bentonita incorporado. De esta forma, permite optimizar costos y tiempos, ambas variables prioritarias en proyectos de ingeniería.

En relación al comportamiento mecánico:

- La resistencia a la compresión simple de mezclas aumenta con el incremento del grado de compactación. Los valores máximos registrados fueron próximos a 85 kPa. El aporte de bentonita contribuye a la resistencia mecánica aproximando el valor pico de resistencia a 100 kPa. Los diagramas de tensión – deformación manifiestan una resistencia máxima seguida de un posterior ablandamiento.
- El módulo de elasticidad inicial se muestra variable en función del contenido de bentonita mientras que el módulo de elasticidad secante sufre la menor degradación en mezclas con mayor grado de compactación. La presencia de bentonita en mezclas con limo genera un compuesto menos deformable.

- Las muestras compactadas con un porcentaje de humedad menor al límite plástico y con un grado de compactación próximo a $16,5 \text{ kN/m}^3$ manifiestan una pérdida de rigidez inicial como consecuencia de un posible desequilibrio entre las fuerzas friccionales y las presiones verticales lo cual produce un reacomodo de las partículas internas y un posterior relajamiento del material.
- El parámetro de cohesión mejora con el incremento de bentonita y grado de compactación. Esta respuesta se manifiesta en la disminución del ángulo de falla. Se infiere que una mayor cohesión resulta del efecto de succión promovido por la presencia de bentonita en estado de saturación parcial en las mezclas.
- El modelo de comportamiento mecánico se encuentra representado por la ecuación $\sigma = (\sigma' \cdot \varepsilon) / (1 + (\varepsilon/\varepsilon')^2)$ para un grado de compactación próximo a 13 kN/m^3 y diferentes contenidos de bentonita. Para una densidad de compactación superior la respuesta se modeló mediante calibración de funciones polinómicas.
- El factor de seguridad aumenta con el incremento de peso unitario seco de las mezclas considerando igual contenido de bentonita. Por otro lado, la bentonita en mayor proporción produce un mejoramiento de dicho factor en mezclas compactadas con γ_d superior a 15 kN/m^3 . Las micrografías SEM demuestran que la adición de bentonita densifica la matriz de suelo creando nuevos contactos inter-partícula lo cual se traduce en una mayor resistencia mecánica y una consecuente estabilidad del compuesto.

En relación al estudio acoplado del comportamiento hidráulico y mecánico:

- La adición de bentonita conjuntamente con el incremento del grado de compactación reducen los valores de conductividad hidráulica de las mezclas aproximando los mismos al valor máximo admisible igual a $1 \times 10^{-09} \text{ m/s}$ bajo condición de deformación lateral nula y diferentes incrementos de carga vertical.
- La conductividad hidráulica saturada hallada en mezclas sometidas a elevadas presiones verticales manifiesta un orden de magnitud menor respecto de la calculada en muestras con similares parámetros y ensayadas en el equipo de permeabilidad a pared flexible.

- El índice de compresibilidad se manifestó sensible a la incorporación de bentonita registrando un aumento a mayor contenido de adición. Las muestras con mayor grado de compactación manifestaron los índices de compresibilidad más reducidos.
- En estado saturado bajo la acción de presiones verticales, deformación lateral nula e impedimento de expansión libre las mezclas sufren una menor deformación relativa.
- El modelo de estimación de la conductividad hidráulica saturada en base a la ecuación de Kozeny-Carman fue ajustado considerando la infiltración en muestras sometidas a presiones verticales ajustando el mismo de manera clara los resultados experimentales.

7.3 Análisis crítico de los logros alcanzados

A partir de los resultados obtenidos en esta investigación, se destaca que la incorporación de bentonita en el suelo limoso local provoca una variabilidad del peso unitario seco máximo y contenido de humedad óptima de compactación. La compactación y la estructura resultante influyen en la conductividad hidráulica de las mezclas. La incorporación de bentonita reduce el tamaño de los macroporos debido a que en su fase hidratada aumenta el espesor de la capa de agua adsorbida disminuyendo la distancia entre partículas y generando mayor repulsión entre ellas lo que induce a una reorientación de las mismas dando como resultado la disminución de la infiltración. A pesar de ello, las muestras ensayadas no alcanzaron el valor admisible de conductividad hidráulica ($k < 1 \times 10^{-09}$ m/s) requerido para ser empleadas como barreras posiblemente debido a la estructura que resulta de aplicar compactación estática o por presión en laboratorio donde la energía entregada a las mezclas induce la formación de estructuras más floculadas.

Las curvas de infiltración fueron identificadas para cada muestra ensayada en laboratorio caracterizándose dos parámetros intervinientes en las mismas, el primero definido como factor de infiltración inicial y el segundo como factor de infiltración último, ambos en función del contenido de bentonita y del peso unitario seco. Se propuso una función de infiltración en términos de los factores anteriormente mencionados. Este modelo matemático puede ser empleado como una herramienta de conocimiento previo del comportamiento hidráulico de mezclas limo-bentonita compactadas sin necesidad de recurrir a ensayos de laboratorio.

En campo, se obtuvieron las curvas de infiltración sobre suelo limoso y sobre terraplenes de prueba evaluando en estos últimos la influencia del grado de compactación sobre los valores de infiltración. La compactación mejora notablemente el desempeño hidráulico del suelo natural reduciendo su tasa de infiltración. A mayor grado de compactación relativa menor es la infiltración por el contrario la celda con menor compactación relativa presentó la mayor infiltración. Si bien la compactación contribuye a la reducción de los vacíos existentes entre las partículas de suelo, los valores de infiltración obtenidos para suelo local no cumplen con el requisito de diseño dispuesto para cualquier proyecto hidráulico. Por lo tanto, es necesaria la construcción de nuevos terraplenes de prueba incorporando bentonita en las mezclas para lograr un mejor desempeño hidráulico de las mezclas en campo. El modelado de la infiltración en campo se ajustó por aproximación lineal resultando pequeñas dispersiones para el caso de terraplenes con menor grado de compactación.

La predicción de la conductividad hidráulica de mezclas es posible mediante el empleo de ecuaciones sencillas que han sido propuestas en este trabajo considerando algunos parámetros geotécnicos tales como la relación de vacíos, contenido de bentonita, peso unitario seco y límites de Atterberg. De los modelos expuestos se observa que aquellos que correlacionan en forma logarítmica el índice de plasticidad de las mezclas de estudio con la conductividad hidráulica para un peso unitario seco conocido presentan un ajuste casi perfecto, lo cual indica que la conductividad hidráulica de las mezclas está fuertemente asociada a la consistencia del material.

El modelado de la conductividad hidráulica en base a la ecuación de Kozeny-Carman trabajando con el contenido de bentonita y la relación de vacíos ajustó de manera perfecta los resultados obtenidos para muestras ensayadas en celdas edométricas. En general, este modelo propuesto para suelos locales con adición de bentonita reproduce adecuadamente la tendencia general de comportamiento hidráulico de las mezclas de laboratorio y campo cumplimentando la mayoría de los requisitos que se establecen en Chapuis (2012) para considerarlo de aplicación confiable.

La respuesta mecánica de las mezclas con material fino presenta una marcada sensibilidad en relación al grado de compactación. Las curvas tensión – deformación mostraron valores de resistencia a la compresión más elevados en muestras con mayor peso unitario seco, mientras que el contenido de bentonita colaboró incrementando aún más los máximos obtenidos. Cuando el contenido de agua se encuentra próximo al valor óptimo del lado seco de la curva Proctor, el agua

se encuentra en las muestras en forma capilar produciendo fuerzas capilares e intergranulares elevadas y partículas menos orientadas lo que contribuye a la rigidez del material. El contenido de bentonita propicia mayores contactos interpartícula colaborando con las fuerzas capilares. Se manifestó esto en el aumento del módulo de elasticidad lo que permite entender la menor deformación de las mezclas. Sin embargo, si el peso unitario seco de las mezclas supera el valor de peso unitario seco máximo dado por ensayo Proctor el material responde con una pérdida de rigidez a bajas presiones como resultado de las elevadas fuerzas friccionales que actúan entre las partículas produciendo un aplastamiento entre ellas lo que induce a un reacomodo de las partículas relajando el material. Si bien los máximos valores de resistencia a la compresión se registraron próximos a 100 kPa no son considerados admisibles ya que antecedentes literarios recomiendan valores mínimos de resistencia próximos a 200 kPa.

El parámetro de cohesión de las mezclas mejoró con el incremento de bentonita y grado de compactación. Esta respuesta se visualiza en la disminución del ángulo de falla. Se infiere que la cohesión responde al fenómeno de succión promovido por la presencia de bentonita en estado de saturación parcial.

Las curvas tensión- deformación fueron modeladas identificándose los parámetros específicos tales como módulo de elasticidad inicial, tensión máxima y deformación específica asociada a la tensión máxima, todos ellos en función del contenido de bentonita. La formulación matemática propuesta considerando los parámetros mencionados anteriormente reproduce de manera clara los resultados experimentales. El grado de compactación se incorporó mediante el modelado de funciones polinómicas, donde si bien las expresiones obtenidas no resultan ser una única ley general de comportamiento el empleo de ellas brinda resultados confiables y de manera rápida para estimar valores de resistencia máxima en mezclas con presencia de bentonita en el rango de estudio planteado en la tesis.

El estudio acoplado del comportamiento hidráulico y mecánico de mezclas sometidas a elevadas presiones verticales y en estado saturado mostró la reducción de los valores de conductividad hidráulica con el incremento de la presión externa bajo condición de deformación lateral nula. Los valores obtenidos fueron un orden de magnitud menor respecto de aquellos registrados en ensayos de permeabilidad a pared flexible, comparando muestras a igual peso unitario seco y similar humedad de compactación. Los valores no cumplieron con el requisito

hidráulico establecido ($k < 1 \times 10^{-09}$ m/s) ya que las mezclas se moldearon con valores de peso unitario seco menor a 15 kN/m^3 .

Las mezclas con mayor grado de compactación y mayor contenido de bentonita presentaron menores deformaciones relativas. Considerando que durante un ensayo edométrico los asentamientos producidos en una muestra debido a la aplicación de las cargas externas son el resultado del proceso de expulsión de agua desde el interior de los microporos hacia los macroporos de la estructura del suelo, la reducción del espacio disponible por compactación y obturación de los macroporos interconectados por presencia de bentonita en fase hidratada produce la disminución del volumen de agua expulsado y con ello una menor deformación de la muestra.

Se destaca que las muestras moldeadas del lado seco de la curva Proctor presentan inestabilidad volumétrica como resultado de la adsorción de agua durante la etapa de filtración. Esta situación se manifestó en mayor medida en mezclas con mayor peso unitario seco donde la distancia entre partículas es menor y aumenta la repulsión entre ellas.

Si bien los asentamientos fueron menores para presiones reducidas, para elevadas presiones la distancia entre partículas se reduce ampliamente además de aumentar la orientación de las partículas lo que conduce a muestras más compresibles aún para mayor contenido de bentonita.

De esta forma, el peso unitario seco, la incorporación de bentonita al suelo local y el método de compactación empleado influyen en las propiedades hidráulicas como así también en la compresibilidad de las mezclas y su resistencia.

Finalmente, el modelado de la infiltración considerando el contenido de bentonita incorporado y el peso unitario seco, el modelado de la conductividad hidráulica en base a la ecuación de Kozeny-Carman para mezclas limo-bentonita compactadas, el modelado de la infiltración en campo considerando el peso unitario seco del terraplén de prueba, el hallazgo notorio del incremento de la resistencia a la compresión y del modulo de elasticidad con la adición de bentonita, el modelado de la respuesta mecánica y el estudio acoplado del comportamiento hidráulico y mecánico, todos ellos contribuyen al conocimiento de las propiedades hidráulicas y mecánicas de materiales compuestos por suelo limoso de Córdoba y adición de bentonita con el fin de optimizar su diseño para lograr mezclas con adecuado desempeño hidráulico, más resistentes y seguras.

7.4 Contenido óptimo de bentonita

Los suelos locales empleados como material de construcción de barreras de permeabilidad reducida deben cumplir una premisa fundamental para ser considerados aptos, relacionada la misma a un adecuado valor de conductividad hidráulica saturada. Dichas barreras a lo largo de su vida útil se encuentran sometidas a esfuerzos de corte y elevadas presiones verticales como resultado de la disposición diaria de residuos en las fosas sanitarias.

Considerando ambas condiciones, hidráulica y mecánica; surge el concepto de contenido óptimo de bentonita (COB) el cual propone un rango de incorporación de bentonita de modo tal de lograr mezclas de suelo local con mejor desempeño hidráulico y mecánico. Mediante el cálculo de la desviación media de los parámetros de estudio como la resistencia a la compresión máxima, la conductividad hidráulica saturada, el factor de seguridad y la compresibilidad de las mezclas se calculó el rango óptimo de adición.

Desde un punto de vista mecánico, el incremento de bentonita mejora la resistencia a la compresión simple de mezclas. Sin embargo, la incorporación de bentonita por encima de 6% produce un aumento reducido. Considerando un criterio económico de reducción de costos un rango entre 3-6% sería óptimo en términos de resistencia.

Desde un punto de vista hidráulico, los valores de conductividad hidráulica saturada disminuyen levemente para contenidos de bentonita superiores a 6%. A pesar que a mayor contenido de bentonita la propiedad de impermeabilidad de las mezclas mejora, adicionar más cantidad implicaría mayores costos en materia prima. Por tal motivo, el rango óptimo resulta entre 3-6% de adición de bentonita.

La concentración de resultados en torno a la media calculada para valores de compresibilidad arrojó como rango óptimo 0-3%. Es conocido que a mayor contenido de bentonita mayor es la compresibilidad. Teniendo en cuenta que el rango elegido para los parámetros anteriores se encuentra entre 3-6%, la compresibilidad en este caso sería levemente mayor respecto de la calculada para mezclas con menor adición.

Desde el enfoque de estabilidad, para todos los casos el rango óptimo de adición de bentonita se encuentra entre 3-6%. Particularmente, se concluye en este rango ya que en todos los

casos el menor valor de desviación media se registró para las mezclas entre 0-3% sin embargo al ser estos valores relativamente bajos se optó por el rango siguiente entre 3-6%.

Se concluye que el contenido óptimo de bentonita (COB) a incorporar en las mezclas compactadas de manera estática en rama seca (HOC -2%) se encuentra en el rango entre 3-6%. De esta forma el propósito del COB no es solo lograr el requisito de diseño hidráulico sino también mejorar el desempeño mecánico preservando la estabilidad del sistema.

7.5 Sugerencias para investigaciones futuras

Se considera importante avanzar en la investigación actual de este trabajo considerando los siguientes puntos:

- Determinar los parámetros mecánicos de mezclas limo-bentonita mediante ejecución de ensayos de corte sobre un plano inclinado simulando condiciones reales de contorno de una barrera lateral en un relleno sanitario.
- Estudiar la durabilidad de las mezclas considerando el análisis del desarrollo potencial de fisuras debido a la influencia del contenido de bentonita incorporado con el fin de incorporar un nuevo requisito de desempeño de mezclas.
- Diseñar y construir prototipos en campo de barreras de limo con incorporación de bentonita evaluando su comportamiento hidráulico y analizando las posibles diferencias entre los resultados obtenidos de manera experimental versus los de campo.
- Evaluar la aplicación del modelo de conductividad hidráulica propuesto en base a Kozeny-Carman sobre los resultados experimentales de campo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Abeele, W.V., (1986). The influence of bentonite on the permeability of sandy silts. *Nuclear and Chemical Waste Management*. Nro. 6(1), pp. 81-88. DOI: 10.1016/0191-815X(86)90091-4.
- Abichou, T., Benson C.H. and Edil, T.B., (2004). Network model for hydraulic conductivity of sand-bentonite mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*. Nro. 41 (4), pp. 698 – 712.
- Abichou, T., Benson, C.H. and Edil, T.B., (2002). Micro-structure and hydraulic conductivity of simulated sand-bentonite mixtures. *Clays and Clay Minerals*, Nro. 50 (5), pp. 537–545.
- Abushanar, J.H and Han, J., (2011). Two dimensional deep seated slope stability analysis of embankment over stone column improvised soft clay. *Engineering Geology*. Elsevier. Nro 120, pp. 103-110.
- Acar, Y., and I. Oliveri. (1990). Pore fluid effects on the fabric and hydraulic conductivity of laboratory-compacted clay. *Transportation Research Record 1219*. Transportation Research Board TRB. Nro. 1219, pp.144-159.
- Aiassa G, Zeballos M, Arrúa P. and Terzariol R, (2008). Infiltración en suelos limosos compactados, XIX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, La Plata, Argentina.
- Aiassa G. and Arrúa P, (2009). Desempeño de barreras sanitarias simples de suelo loésico compactado, *Revista Tecnología y Ciencia*, Año 8, pp. 26–40.

Aiassa G. y Arrúa, P. (2010). Performance of compacted silty loess as landfill liner material. Proceedings of the 6th International Congress on Environmental Geotechnics. Vol. I. pp. 345-348. ISBN (13): 978-0-07-070710-8, ISBN(10):0-07-0070710-3. Editor and Publisher: McGraw Hill. New Delhi, India.

Aiassa, G. y Arrúa, P. (2007). Diseño de mezclas de suelo compactado para la construcción de terraplenes. Revista EIA. Nro.7, pp. 51-61.

Aiassa, G.; Arrúa, P. and Eberhardt, M., (2011). Geotechnical and hydrogeological considerations for landfill site selection in the Argentina loess region. International Journal of Earth Sciences and Engineering. Nro. 4(1), pp.1-12.

Aiassa, G., Arrua, P., Eberhardt, M., Lopez Bernal, S., Bazán, A., Pérez, M., Danterre, M. and Martín Forchino, M., (2009). Permeabilidad en suelos limosos compactados naturales y estabilizados. ISBN 978-950-42-0121-2. Encuentro de Investigadores y Docentes de Ingeniería 2009 - EnIDI 2009, Los Reyunos, San Rafael. Mendoza, Argentina.

Aiassa, G.; Arrúa, P. y Eberhardt, M., (2012). Morfología y tamaño de algunas arenas de la Ciudad de Córdoba. 10° Simposio de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente. Carlos Paz, Argentina. ISBN 978-987-21766-3-1.

Aitchison, G.D., (1973). Structurally Unstable Soils. State of the Arts. Proc. of the 8 International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering. Moscú, URSS. Vol. 3, pp. 161 -190.

Alercia Biga, I. C., Arrúa P., Eberhardt M.G. and Aiassa Martinez G.A, (2014). Hydraulic Conductivity in Loessic Stabilized Soil. Fourth International Conference on

Geotechnique, Construction Materials and Environment, Brisbane, Australia, ISBN 978-4-9905958-3-8 C3051.

Allen, A., (2000). Containment landfills: the myth of sustainability. *Engineering Geology*. Nro. 60, pp. 3–19.

Al-Mukhtar, M; Khattab, S. and Alcover, J.F., (2012). Microstructure and Geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. *Engineering Geology*. Elsevier. Pp. 139-140, 17-27.

Anderson S. y Hee B., (1995). Hydraulic Conductivity of Compacted Lateritic Soil with Bentonite Admixture. *Environmental and Engineering Geoscience I* (3): pp.299-312.

Arrúa P, Aiassa G., Eberhardt M and Alercia Biga C, (2011). Behavior of collapsible loessic soil after interparticle cementation. *International Journal of GEOMATE*, Vol. 1, pp. 130–135.

Arrúa P., Aiassa G. and Eberhardt M., (2011). Estabilización de Suelos loessicos mediante la incorporación de un aglomerante mineral. 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Toronto, Ontario, Canadá.

Arrúa, P., Aiassa, G. and Eberhardt, M., (2012). Loess soil stabilized with cement for civil engineering applications. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*. ISSN: 0974-5904. Vol. 5, No 1, pp.10-18

Assallay, A.M., Rogers, C.D.F., Smalley I.J. (1997). Formation and collapse of metastable particle packings and open structures in loess deposits. *Eng. Geol.*, 48: 101–115.

ASTM 4767-95. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.

ASTM D 5084-00. Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter.

ASTM D 5856-95. "Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using rigid wall compaction-mold permeameter". Annual book of ASTM Standards Vol.04.08, American society for Testing Materials Philadelphia, PA.

ASTM D2166 / D2166M-16, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.

ASTM D5333 (2003) Norma: Measurement of Colapse Potencial of Soils.

Auvinet, Y. and Hiriart, (1980). An artificial cooling pond for the Rio Escondido coal fired power plant. Proceedings. ASCE Symposium on Surface Water Impoundments, Minneapolis. Nro. 2, pp. 1089-1098.

Barden, L. and Sides, G.R. (1970). Engineering behavior and structure of compacted clay. Journal of Soil Mechanics & Foundations Division 96/SM4, 1171-1197.

Barret P. J., (1980). The shape of rock particles, a critical review. Sedimentology, Nro.27: pp.291-303.

Baumgartl, T., (2006). Atterberg limits. In: Lal R. (Ed.), Encyclopedia of Soil Science, CRC Press.

- Benson CH, Daniel DE and Boutwell GP, (1999). Field performance of compacted clay liners. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 5, pp. 390–403.
- Benson, C.H. and Daniel, D. E., (1994). Minimum thickness of Compacted soil liners: II. Analysis and case histories, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Nro. 120(1), pp. 153-172. . DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:1(153).
- Benson, C., Zhai, H., and Wang, X. (1994). Estimating the hydraulic conductivity of compacted clay liners. *Journal of Geotechnic. Engineering. ASCE*. Nro. 120(2).pp 366–387.
- Berezantzev, V.G., Mustafayev, A.A., Sidorov, N.N., Kovalyov, I.V. and Aliev, S.K., (1969). On the strength of some soils. *Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Mexico*, 1: 11-19.
- Bidegain J.C. et al., (2009). Magnetic parameters reflecting pedogenesis in Pleistocene loess deposits of Argentina. *Quaternary International* Nro. 209, pp. 175–186.
- Bjerrum, L., Simons, N.E., (1960). Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays. *Proceedings Conference on Shear Strength of Cohesive Clays*. ASCE, New York, pp. 711–726.
- Bloom, A., (1992). Some Questions about the Pampean Loess. *Occasional Paper for the Department of Geography. University of Leicester* Nro. 23, pp.17-18.
- Bryant, S.L., Mellor, D.W., Cade, C.A., (1993). Physically representative network models of transport in porous media. *AICHE Journal*. Vol 39 (3), pp. 387–396.

- Bolt, G.H. (1956). Physico and chemical analysis of the compressibility of pure clays. *Geotechnique* Nro. 6(1), pp. 86–93.
- Bosanquet, C.H., (1923). On the flow of liquids into capillary tubes. *Philosophical Magazine*. Nro. 6 45(267), pp. 525-531.
- Boutwell, G., and C. Hedges., (1989). Evaluation of waste retention liners by multivariate statistics. *Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro*. Pp.815-818.
- Bozbey I and Guler E, (2006). Laboratory and field-testing for utilization of an excavated soil as landfill liner material, *Waste Management*, Vol. 26, pp. 1277–1286.
- Calcaterra, D. and Parise, M. (2010). Weathering as a Predisposing Factor to Slope Movements. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications* Nro. 23(1), pp. 1–4. Doi: 10.1144/EGSP23.1.
- Calvet, R. (1972). Adsorption de l'eau sur les argiles; étude de l'hydratation de la montmorillonite. *Bulletin Société Chimique de France*. Nro. 8, pp. 3097–3104. ISSN: 0037-8968 / 0366-3132.
- Capdevila, J.A. and Rinaldi, V.A., (2015). Stress – strain behavior of a heterogeneous lightly cemented soil under triaxial compression test, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. Nro. 20, pp. 6745-6760.
- Capdevila J.A., (2008). Comportamiento Tensión-Deformación del Loess del Centro de Argentina en Campo y Laboratorio: Influencia de los Parámetros Estructurales. Tesis Doctoral, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.

- Cardoso, R. and Das Neves, E. M., (2012). Hydro-mechanical characterization of lime-treated and untreated marls used in a motorway embankment. *Engineering Geology*. Elsevier. Pp 133-134, pp.76-84.
- Carman, P.C., (1937). Fluid flow through granular beds. Institute of Chemical Engineers, London. Nro. 15, pp. 150-166.
- Carman, P.C., (1956). Flow of gases through porous media. Butterworths Scientific Publications, London.
- Carpenter, G. W. and Stephenson, R. W., (1986). Permeability Testing in the Triaxial Cell," *Geotechnical Testing Journal*. ASTM, Vol. 9, No. 1, pp. 3-9.
- Carrier III, W.D., (2003). Goodbye, Hazen; Hello Kozeny-Carman. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Nro. 129 (11), pp. 1054-1056.
- Cetin, H. (2004). Soil-particle and pore orientations during consolidation of cohesive soils. *Engineering Geology*. Vol. 73. pp. 1-11.
- CFR, Code of Federal Regulation (1991). Criteria for municipal solid waste landfill. 40/CFR/258. United States of America.
- Chalermyanont T. and Akirrul S., (2005). Compacted sand-bentonite mixtures for hydraulic containment liners. *Songklanakarin J.Sci. Technol.* Vol 27(2).pp 313-323.
- Chapuis, R.P. and Aubertin, M., (2003). On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal*. Nro. 40 (3), pp. 616-628. <https://doi.org/10.1139/t03-013>.

- Chapuis, R., (1981). Permeability testing of soil-bentonite mixtures. Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm. Nro. 4, pp. 744- 745.
- Chapuis, R.P. and Aubertin, M., (2004). Reply to the discussion by D. Hansen on “On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils”. Canadian Geotechnical Journal. Nro. 41 (5), pp. 994-996. <https://doi.org/10.1139/t04-029>.
- Chapuis, R.P., (2012). Predicting saturated hydraulic conductivity of soils: a review. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Nro. 71 (3), pp. 401-434. <https://doi.org/10.1007/s10064-12-0418-7>.
- Chapuis R., Lavoie G. and Girard D., (1992). Design, construction, performance, and repair of the soil-bentonite liners of two lagoons. Canadian Geotechnical. Journal. Nro. 29, pp. 638-649.
- Chapuis, R.P, (2002). Full- scale hydraulic performance of soil bentonite and compacted clays liners. Canadian Geotechnical Journal. Nro 39, pp. 417-439.
- Cho, G. Dodds, J. and Santamarina, J. (2006). Particle shape effects on packing density, stiffness and strength- Natural and crushed sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering. ASCE. Nro. 132 (5), pp. 591-602.

Cho, S.E, (2012). Probabilistic analysis on seepage that considers the special variability of permeability for an embankment on soil foundation. *Engineering Geology*. Elsevier. Pp. 133-134, 30-39.

Clariá J.J. y Rinaldi, V.A., (2007). Shear wave velocity of a compacted clayey silt, *Geotechnical Testing Journal*. Nro. 30(5), pp. 1-10.

Benson Craig H. and John Trast., (1995). Hydraulic Conductivity of thirteen compacted clays. *Clays and Clay Minerals*, Vol. 43, No. 6, pp.669-681.

Cuevas, J.; Leguey, S. and Garrido, A., (2009). Behavior of kaolinite and illite based clays as landfills barriers. *Applied Clay science*. Nro 42, pp. 497-509.

Cuisinier, O, Auriol, J.C, Le Borgne, T. and Deneele, D., (2011). Microestructure and hidraulic conductivity of a compacted lime-treated soil”, *Journal of Engineering Geology*. Vol. 123, 2011 pp.187-193.

Daniel D.E, (1984). Predicting hydraulic conductivity of clay liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, Nro. 2, pp. 285-300.

Daniel, D. (1987). Earthen liners for land disposal facilities. In *Geotechnical Practice for Waste Disposal*, GSP Nro. 13, ASCE. Pp.21-39.

Daniel, D.E. and Benson, C.H. (1990). Water content-density criteria for compacted soil liners. *J. of Geotech. Eng.*, ASCE 116(12): Vol. 181, pp. 1-1830.

Daniel, D.E. and Benson, C.H. (1990). Water content-density criteria for compacted soil liners. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Nro. 116(12), pp. 1811-1830.

- Daniel, D.E and Wu, Y.K., (1993). Compacted Clay liners and covers for arid sites. *Journal of Geotechnical Engineering*. Nro. 119 (2), pp. 223-237.
- D'Appolonia, D. (1980). Soil-bentonite slurry trench cutoffs. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers ASCE* Nro. 106 - GT4. Pp. 399-417.
- Das, B.M, (2008). *Advanced Soil Mechanics*. 3a Ed. Taylor and Francis. Nueva York.
- Day, S.R. and Daniel, D.E., (1985). Hydraulic conductivity of two prototype clay liners. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Nro. 111, pp. 957-970.
- Delage, P., Howat, M.D. and Cui, Y.J. (1998). The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay *Engineering Geology*, Nro. 50 (1/2), pp. 31-48.
- Delage, P., Marcial, D., Cui, Y. J. & Ruiz, X., (2006). Ageing effects in a compacted bentonite: a microstructure approach. *Geotechnique* 56, Nro. 5, pp. 291–304.
- Dewhurst, D.N., Aplin, A.C. and Sarda, J.P. (1999). Influence of clay fraction on pore-scale properties and hydraulic conductivity of experimentally compacted mudstones. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth* Nro. 104 (B12), pp. 29261–29274. Doi: 10.1029/1999JB900276.
- Di Maio, C., Santoli, L. and Schiavone, P., (2004). Volume change behaviour of clays: the influence of mineral composition, pore fluid composition and stress state. *Mechanics of Materials*. Nro. 36 (5–6), pp. 435–451.

- Dolinar Bojana, (2009). Predicting the hydraulic conductivity of saturated clays using plasticity-value correlations. *Applied Clay Science*. Nro. 45 (1-2), pp. 90-94.
- Duncan, J. M., Wright, S.G. and Brandon, T. (2014) *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey. ISBN 978-1-118-65165-0 (cloth); ISBN 978-1-118-91795-4 (ebk); 978-1-118-91796-1 (ebk).
- Dunn R.J., (1986). Clay liners and barriers. Considerations of compacted clay structures. *Proceedings of the International Symposium on Environmental Geotechnology*. Ed. H.Fang. pp. 293-302.
- Ebina, T., Minja, J.A., Nagase, T., Onodera, Y. and Chattereeje, A., (2004). Correlation of hydraulic conductivity of clay-sand compacted specimens with clay properties. *Applied Clay Science*. Nro. 26, pp. 3–12.
- Eigenbrod, K. D and Burak, J.P., (1990). Measurement of B- Values than unity for Thinly, interbedded Varved Clay. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 13, Nro 4. pp. 370-374.
- Elsbury B. et al., (1990). Lessons Learned from Compacted Clay Liner. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE. Vol. 116, Issue 11.
- Escario, V. and Sáez, J., (1987). The shear strength under high suction values. Written discussion. Session 5, Proc. 9th European Conf. On Soil Mech. And Fdn. Eng., Vol. 3. Balkema, Dublin: 1157.
- Evangelista, M.C. y Clariá, J.J., (2008). Mejoramiento de limos loésicos mediante la adición de bentonita para su uso en barreras. XIX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos Ingeniería Geotécnica. La Plata, Argentina.

- Farrar M. and Coleman D., (1967). The correlation of surface area with others properties of nineteen british clay soils. *Journal of soil science*. Vol. 18. Nro.1, pp. 118-124.
- Fleming, I., Sharma, J. and Jogi, M., (2006). Shear strength of geomembrane–soil interface under unsaturated conditions, *Geotextiles and Geomembranes*. Nro. 24, pp. 274-284.
- Folk, R.L., (1955). Student operator error in determination of roundness, sphericity, and grain size, *Journal of Sedimentary Petrology*, vol. 25, No. 4, pp. 297-301.
- Folkes D., (1982). Control of contaminant migration by the use of liners. “Fifth Canadian Geotechnical Colloquium”. Nro. 19. Vol 3, pp. 320-344.
- Francisca, F.M., Cuestas, G.A. and Rinaldi, V.A., (1998). Estudio de permeabilidad en limos loésicos. *Memorias del Encuentro de Geotécnicos Argentinos GT’98*. Córdoba, Argentina. DOI: 10.13140/2.1.1157.3127.
- Francisca, F.M., Redolfi, E.R. and Prato, C.A., (2002). Análisis de tuberías enterradas en suelos loésicos: Efecto de la saturación del suelo. *Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil*. Nro. 2(2), pp. 3-19.
- Francisca, F.M., (2007). Evaluating the constrained modulus and collapsibility of loess from standard penetration test. *International Journal of Geomechanics*. Nro. 7 (4), pp. 307-310.
- Francisca, F., Glatstein, D.A. and Nieva, P., (2009). Conductividad hidráulica de limos compactados y estabilizados con bentonita y zeolita. *III congreso interamericano de residuos sólidos de AIDIS*.

Francisca, F.M., and Glatstein, D.A., (2010). Long-term hydraulic conductivity of compacted soils permeated with landfill leachate. *Applied Clay Science*, Nro. 49 (3), pp. 187-193.

Francisca F, Glatstein A, (2012). Influencia del desarrollo bacteriano en barreras de suelos compactados. XXI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, pp. 978-987.

Fredlund, D.G., Rahardjo, H. and Fredlund, M.D., (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc. Capítulo 5.

Freeze, R.A y Cherry, J.A., (1979). *Groundwater*. Prentice hall, inc, Englewood Cliffs, New jersey. Pp. 604.

Gaaver K., (2012). Geotechnical properties of Egyptian collapsible soils. *Alexandria Engineering Journal*. Nro. 51 (3), pp. 205–210.

Gao, L. (2011). Study on microstructural effects on collapsibility of loess and its evaluation methods. Ph.D., Dalian University of Technology, China.

Garcia-Bengochea, I, Lovell, C.W. and Altschaeffl, A., (1979). Pore distribution and permeability of silty clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*. 105. 839-856.

Ghazi, A. F., (2015). Engineering characteristics of compacted sand-bentonite mixtures. Retrieved from <http://ro.ecu.edu.au/theses/1615>.

Gibbs, H.J. and Holland, W.Y., (1960). Petrographic and engineering properties of loess. Eng. Mono. Nro. 28, U.S. Bureau of Reclamation, Denver.

- Giménez, R.G., de la Villa, R.V., and Martin, J.A.G., (2012). Characterization of loess in central Spain: a microstructural study. *Environmental Earth Sciences*, 65:2125–2137. doi:10.1007/s12665-011-1193-7.
- Giroud, J.P. and Bonaparte, R., (1989). Leakage through liners constructed with geomembranes – Part II. Composite Liners, Geotextiles and Geomembranes Nro. 8, pp. 71-111.
- Glatstein A., (2013). Comportamiento de materiales reactivos en barreras permeables para la retención de contaminantes. Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Tesis doctoral.
- Glatstein A, Francisca FM,(2014). Hydraulic conductivity of compacted soils controlled by microbial activity. *Environmental technology* 35 (15), pp.1886-1892.
- Gleason M.H., Daniel, D. and Eykholt, G.R., (1997). Calcium and Sodium bentonite for hydraulic containment applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. New York ASCE. Nro. 123 (5), pp. 438-445.
- Grim, R. E., (1953). *Clay mineralogy*: McGraw-Hill Book Co., Inc.
- Gunduz, Z. and Arman, H., (2007). Possible Relationships between Compression And Recompression Indices of a Low–Plasticity Clayey Soil. *The Arabian Journal for Science and Engineering*. Nro. 32(2B), pp. 178-190.
- Haeri S.M., Zamani A. and Garakani A., (2012). Collapse Potential and Permeability of Undisturbed and Remolded Loessial Soil Samples. 2nd European Conference on Unsaturated Soils. Napoli, Italy.

- Hamdi, N. and Srasra, E., (2013). Hydraulic conductivity study of compacted clay soils used as landfill liners for an acidic waste. *Waste Management*. Nro. 33 pp. 60–66.
- Hamdi, N. and Srasra, E., (2008). Interaction of aqueous acidic-fluoride waste with natural Tunisian soil. *Clays and Clay Minerals*. Nro. 56 (2), pp. 259–271.
- Hamraoui, A. and Nylander, T., (2002). Analytical approach for the Lucas-Washburn equation. *Journal of Colloid and Interface Science*. Nro. 250(2), pp. 415-421.
- Haug, M. and Wong, L., (1992). Impact of molding water content on hydraulic conductivity of compacted sand-bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*. Nro. 29(2), pp. 253-262.
- Harrop and Williams, K., (1985). Clay liner permeability: evaluation and variation. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Nro. 111, pp 1211-1225.
- Hejazi S., Sheikhzadeh M., Abtahi S. and Zadhoush A., (2012). A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers. *Construction and Building Materials* 30.pp. 100–116.
- Holtz R. and Kovacz W., (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice Hall, Englewoods Cliffs, New Jersey. ISBN: 013484394-0.
- Holtz, W.G. and Gibbs, H.J., (1951). Consolidation and related properties of loessial soils. *ASTM-Amer. Soc. Testing Materials, Spec. Tech. Publ.* Nro. 236, pp. 9-26.
- Holtz, W.G., (1985). Predicting hydraulic conductivity of clay liners: Discussion. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*. Nro. 111, pp. 1457-1459.

Horpibulsuk, S., et. Al., (2011). Compressibility and permeability of Bangkok clay compared with kaolinite and bentonite. *Applied Clay Science*. Nro. 52, pp. 150–159.

Hyang-Sig Ahn, and Ho Young Jo, (2009). Influence of exchangeable cations on hydraulic conductivity of compacted bentonite. *Journal of Applied Clay Science*. Nro. 44, pp. 144-150.

- Iriondo M.H. (1997). Models of deposition of loess and loessoids in the upper quaternary of South America, *Journal of South America Earth Sciences*, Vol. 10, No. 1, pp. 71-79.
- Ito, H. y Komine, H., (2008). Dynamic compaction properties of bentonite-based materials. *Engineering Geology*. Nro. 98, pp. 133-143.
- Jiang, M.J., Hu, H.J. and Liu, F., (2012). Summary of collapsible behavior of artificially structural loess in oedometer and triaxial wetting tests. *Canadian Geotechnical Journal*.49 (10):1147e57.
- Jo, H. Y.; Katsumi, T.; Benson, C. H. y Edil, T. B. (2001). Hydraulic Conductivity and Swelling of Nonprehydrated GCLs Permeated with Single – Species Salt Solutions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 7, pp. 557 – 567.
- Juarez M, Montoro M. y Francisca M. (2018). Comportamiento tenso - deformacional de mezclas de limo– bentonita compactadas. XXVI Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería geotecnia. Salta. Argentina.
- Kanazawa, H. and Tarumi, H., (2010). Technical transition of earth structures for shinkansen. *Soils and Foundations*. Nro. 50(6), pp. 817-828.
- Katsumi, T.; Denson, C.H.; Foose, G.S and Kamon, M. (2001). Performance-based design of landfill liners. *Engineering Geology*. Elsevier. Nro. 60, pp. 139-148.
- Kavya,M.P and Anjana, T.R,(2016). Effect of Bentonite on Hydraulic Conductivity of Compacted Soils Liners. *International Journal of Advanced Research Trends in Engineering and Technology*, Vol 3, Special Issue 23.
- Kaya A., Durukan S., (2004). Utilization of bentonite-embedded zeolite as clay liner. *Applied Clay Science* 25, Volume 27, Issues 3–4, Pages 241.

- Kayabali, K., (1997). Engineering aspects of a novel landfill liner material: bentonite-amended natural zeolite. *Engineering Geology*. Nro. 46, pp. 105-114.
- Kenney, T.C., Moum, J. and Berre, T. (1967). An experimental study of bonds in a natural clay. *Proceedings Geotechnical Conference*. Oslo. Nro. 1, Pp. 65-69.
- Kenney, T.C., Van Veen, W.A., Swallow, M.A. and Sungaila, M.A., (1992). Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*. Nro. 29. Pp. 364-374.
- Knitter, C.C., Haskell, K. G, and Peterson, M.L., (1993). Use of Low Plasticity for Soil Liners and Covers, pp.1255-1259.in *Proceedings of the 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, Mo.
- Kodikara, J., Wightwick, M. and Ranjith, P.G., (2006). Assessment of capillary ingress of water in stabilised pavement materials. *Australian Geomechanics*. Nro. 41 (3), pp. 115-132.
- Kodikara, J.K. and Chakrabarti, S., (2005). Modelling of moisture loss in cementitiously stabilised pavement materials. *Journal of Geomechanics, ASCE*. Nro. 5(4), pp. 295-303.
- Koch, D., (2002). Bentonites as a basic material for technical base liners and site encapsulation cut-off walls. *Applied Clay Science*. Nro. 21, pp. 1-11.
- Kolstad, D. C.; Benson, C. H. y Edil, T. B. (2004). Hydraulic Conductivity and Swell of Nonprehydrated Geosynthetic Clay Liners Permeated with Multispecies Inorganic Solutions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 12, pp. 1236 – 1249.

- Komine H. and Ogata N., (1994). Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite. *Canadian geotechnical journal*. Vol. 31, pp. 478-490.
- Komine H. and Ogata N., (2004). Predicting swelling characteristics of bentonites. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Nro. 130 (8), pp. 818-829.
- Komine, H., (2004). Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand–bentonite mixture backfill. *Applied Clay Science*. 26, 13– 19.
- Komine, H., Ogata, N., (2003). New equations for swelling characteristics of bentonitebased buffer materials. *Canadian Geotechnical Journal* 40 (2), 460–475.
- Kozeny, J., (1927). Ueber kapillare leitung des wassers im boden. *Sitzungsberichte Wiener Akademie*. Nro. 136 (2a), pp. 271-306.
- Kozicki P, Harty S. and Kozick J.P., (1994). Design and construction of soil bentonite liners and two cases histories. In 1st international Congress on Environmental Geotechnics, Alberta Canada Proceedings. Nro. 1 (v), pp. 713 -719.
- Krishna M.K, Chaitra B.R. and Kumari J. (2016). Effect of Municipal solid waste leachate on the quality of soil. *International Journal of Engineering Science Invention*. Vol 5, pp. 69-72.
- Krumbein, W.C. and Sloss, L.L. (1963). *Stratigraphy and Sedimentation*, Second Edition, W.H. Freeman and Company, San Francisco, pp. 660.
- Kumar Sanjeev and Yong Woi-leong (2002). Efect of bentonite on Compacted Clay Landfill barriers. *Soil and Sedimnet Contamination: An international Journal*, 11:1, pp.. 71 - 89.
- Kusakabe, O. and Kobayashi, S., (2010). Foundations. *Soils and Foundations*. 50(6), 903-913.

Lambe T W., (1951). Soil testing engineers. Chapman and Hall. Pp.165.

Lambe, T.W, (1954). The permeability of compacted fine-grained soils. Special Technical Publication No. 163, ASTM, Philadelphia. pp. 56-67.

Lambe, T.W., (1958). The Structure of Compacted Clay. Journal of the Soil Mechanical and Foundation Division ASCE. Nro. 84, pp. 1-35.

Lambe T.W. and Withman, R,(1969). Mecánica de Suelos. Editorial Limusa. Pp. 310

Lane, K. S., and Washburn, S. E., (1946). Capillary tests by capillarimeter and by soil filled tubes.Proc. Highway Research Board. Nro. 26, pp. 460–473.

Lapierre, C., Leroeuil, S. and Locat, S. (1990). Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay. Canadian Geotechnical Journal. Nro. 27, pp. 761–773.

Larionov, A.K., (1965). Structural characteristics of loess soils for evaluating their constructional properties. Proc. 6th Intern. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Montreal, 1: 64-68.

Lawton, E.C., Fragaszy R.J. and Hardcastle, J.H., (1989). Collapse of compacted Clayey sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No 9.

Ling-Ling Zeng, Zhen-Shun Hong, Yuan-Qiang Cai, Jie Han, (2010). Change of hydraulic conductivity during compression of undisturbed and remolded clays. Applied Clay Science, Elsevier BV. ISSN: 0169-1317, Vol: 51, Issue: 1, Page: 86-93.

Liu Z., Liu F., Ma F., Wang M., Bai X., Zheng Y.,Yin H. and Zhang G., (2016). Collapsibility, composition and microstructure of Loess in China. Canadian Geotechnical Journal. 53. Vol.4, pp.673–686.

- Lloret A. and Villar, M. (2007). Advances on the knowledge of the thermo-hydro-mechanical behaviour of heavily compacted “FEBEX” bentonite. *Physics and Chemistry of the Earth, Parts A/B/C*, 32 (8–14), pp. 701-715.
- Lombardi B., Baschini M. and Torres Sanchez R.M., (2003). Bentonite deposits of Northern Patagonia. *Journal of Applied Clay Science*. Vol 2: 309-312.
- Lucas, R., (1918). Ueber das zeitgesetz des kapillaren aufstiegs von fluessigkeiten. *Colloid & Polymer Science*. Nro. 23(1), pp. 15-22. Doi: 10.1007/bf01461107.
- Lundgren, A., (1981). Some bentonite sealants in soil mixed blankets. *Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm*. Nro. 2, pp. 349-354.
- Maleki, M. and Bayat, M., (2012). Experimental evaluation of mechanical behavior of unsaturated silty sand under constant water content condition. *Engineering Geology*. Elsevier. Pp. 141-142, 45-56.
- Manassero, M., Benson, C. and Bouazza, A., (2000). Solid waste containment systems. *Proceedings of GeoEng2000*. Melbourne, Australia. Technomic Publishing Company, Lancaster, PA, USA, 520-642.
- Mesri, G. and Olson, R., (1971). Mechanisms controlling the permeability of clays. *Clays & Clay Miner.* 19. Pp. 151-158.
- Meyerhoff, G. (1956). Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless soil. *Journal. Geotech.Eng. Div. ASCE*. Vol.82. SMI.

- Miller, G.A. and Azad, S., (2000). Influence of soil type on stabilization with cement kiln dust. *Construction and Building Materials*. Nro.14, pp.89-97.
- Milligan, V., (2003). Some uncertainties in embankment dam engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. 129(9): 785-797.
- Milovic D., (1988). Stress Deformation properties of Macroporous loess soils. *Engineering Geology*, 25. pp. 283-302. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.
- Ministerio de Salud y Seguridad Social (1996).Destino de residuos sólidos urbanos. Manual de líneas operativas para los municipios. Gobierno de Córdoba, Argentina.
- Mishra, A.K., Ohtsubo, M., Li L.Y. and Higashi, T. (2010). Influence of the bentonite on the consolidation behaviour of soil–bentonite mixtures. *Carbonates Evaporites* Nro. 25, pp. 43–49.
- Mitchell, J. K. and Jaber, M. (1990). Factors controlling the long-term properties of clay liners, *Waste Containment Systems: Construction, Regulation and Performance*, Geotechnical Special Publication, ASCE. Nro. 26, pp. 84-105.
- Mitchell, J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behaviour*, second edition. John Wiley & Sons Inc. New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore, 437 p.
- Mitchell, J.K. and Soga, K., (2005). *Fundamentals of soil behavior*, 3rd Edition. John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, USA.
- Moll, L.L., Terzariol, R.E., Redolfi, R, Rocca, R.J. y Abbona, P., (1988). Experiencias con mezclas de suelo-cemento en suelos loessicos. Memoria. X Congreso Argentino de Mecánica de suelos e Ingeniería en Fundaciones, La Plata.

Moll, L.L. and Rocca, R.J., (1991). Properties of loess in the center of Argentina. Memoria. XI Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Viña del Mar, Chile. Vol. I. pp. 1-14.

Montoro M. y Francisca F., (2011). Permeabilidad Intrínseca de suelos arenosos con presencia de partículas de limo y arcilla. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 11(1) 163.

Montoro, M., Francisca, F., Juarez M. (2016). Resistencia al corte de barreras construidas con mezclas de limo – bentonitas compactadas. Memoria: XXIII Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Santa Fe, Argentina, pp. 486-503.

Mooney, R.W., Keenan, A.C. and Wood, L.A. (1952). Adsorption of water vapor by montmorillonite. II. Effect of exchangeable ions and lattice swelling as measured from X-ray diffraction. Journal of the American Chemical Society. Nro. 74, pp. 1371–1374. DOI: 10.1021/ja01126a002.

Moscatelli, G. and Pazos, M.S., (2000). Soils of Argentina: Nature and Use. Presentación oral en: International Symposium on Soil Science: Accomplishments and Changing Paradigm towards the 21st Century and IUSS Extraordinary Council Meeting, 17-22 de abril, Bangkok, Tailandia. En: I. Kheoruenromne and S. Theerawong (Eds.) 2000. Proceedings of International Symposium on Soil Science: Accomplishments and Changing Paradigm towards the 21st Century, 81-92. ISBN: 974-87749-4-5.

Muhammad, N. (2004). Hydraulic, Diffusion and Retention of Inorganic Chemicals in Bentonite. PhD Thesis, University of South Florida.

Muhunthan B. (1991). Liquid limit and surface area of clays. Geotechnique. Vol. 41 p. 135–138.

Municipalidad de Córdoba. www.cba.gob.ar (2019). Programa Córdoba Limpia.

Nagaraj T., Pandian N. and Narasimha-Raju P. S., (1993). Stress State – Permeability relationships for fine-grained soils. *Geotechnique* 43. Nro 2. Issn: 0016-8505, pp. 333-336.

Nagy E. and Déak A. (2013). Investigation of water capillary rise in soil columns made from clay mineral mixtures pretreated with cations surfactants. *Communications un soil science and plant analysis*. 44: 1-4. pp. 749-757.

Nieva P. and Francisca F. M., (2007). On the permeability of compacted and stabilized loessical silts in relation to liner system regulations. *International Congress on Development, Environment and Natural Resources: Multi-level and Multi-scale Sustainability*. Cochabamba, Bolivia.

Nieva, P. y Francisca, F.M., (2009). Conductividad hidráulica de mezclas de limo-bentonita compactadas. En: Francisca, F. (ed.), *Desafíos y avances de la geotecnia joven en Sudamérica*, Nro. 1, pp. 193-196.

Nishida, Y., Nakagawa, S., 1969. Water permeability and plastic index of soils. *Land Subsidence*, Nro. 89 (2). IASH-UNESCO Publication. Pp. 573–578.

- Olsen H.W., (1962). Hydraulic flow through saturated clay. Proceedings of the Ninth National Conference on Clays and Clays Minerals. Pp. 131-161.
- Othman, M.A., Benson, C.H., Chamberlain, E.J. and Zimmie, T.F., (1994). Laboratory testing to evaluate changes in hydraulic conductivity in compacted clays caused by freeze-thaw. In: Daniel, D.E., and Trautwein, S.J. (Eds.), Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM STP 1142. Philadelphia, pp. 227-253.
- Olson RE, Mesri G. (1970). Mechanisms controlling the compressibility of clays. Journal of Soil Mechanics & Foundations. Am Soc Civ Engrs Nro. 96, pps 1853-1878.
- Omar Al Hattamleh and Akhtar M.N. (2017). Effects of pore fluid salinity on the collapsibility of low plasticity clay. MATEC Web of Conferences 120, Artículo Nro. 06008. DOI: 10.1051/mateconf/20171200 ASCMCES-17 6008.
- Padmakumar, G.P., Srinivas, K., Uday, K.V, Iyer, K.R., Pathat Pankaj, Keshava, S.M and Singh, D.N., (2012). Characterization of aeolian sands from Indian desert. Engineering Geology. Elsevier. Pp. 139-140, pp.38-49.
- Peck, R.B., Hanson W.E. and Thornburn, T.H.(1973). Foundation Engineering. Ed. Jhon Willey and Sons. Second edition.
- Peirce J.J. and Witter, K. A., (1986). Termination criteria for clay permeability testing. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 112. Nro. 9. Pp. 841-854.
- Peirce, J., Salfors, G., and Ford, K., (1987). Differential Flow Patterns Through Compacted Clays. Geotechnical Testing Journal, Vol. 10, Nro. 4, pp. 218-222, ISSN 0149-6115.

- Petrov, R. y Rowe, R. (1997). Geosynthetic Clay Liner (GCL) – Chemical Compatibility by Hydraulic Conductivity Testing and Factors Impacting its Performance. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, pp. 863 – 885.
- Picarelli, L. and Di Maio, C. (2010). Deterioration processes of hard clays and clay shales. Geological Society, London, *Engineering Geology Special Publications* Nro. 23, pp. 15–32. Doi: 10.1144/EGSP23.3.
- Prost, R. (1975). Étude de l'hydratation des argiles: interactions eau-minérale et mécanisme de la rétention de l'eau. Thèse de Doctorat, Université Paris VI, France.
- Qian, X., Gray, D.H. and Koerner, R.M., (2004). Estimation of maximum liquid head over landfill barriers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE. Nro. 130(5), pp. 488-497.
- Qiong Wang, Anh Minh Tanga, Yu-Jun Cuia,c,n , Pierre Delage, Jean-Dominique Barnichonb and Wei-Min Yec., (2013). The effects of technological voids on the hydro-mechanical behavior of compacted bentonite–sand mixture. *The Japanese Geotechnical Society. Soils and Foundations*. Vol 53 (2). Pp. 232–245.
- Quintana Crespo E., (2005). Relación entre las propiedades geotécnicas y los componentes puzolánicos de los sedimentos pampeanos. Tesis Doctoral. 336 p. Ed. Universitas. ISBN-10: 978- 987-572-037-4.
- Quintana Salvat, F. Y Barbeito, O., (2000). Carta Geomorfológica de la Ciudad de Córdoba. XVIII Congreso Nacional del Agua. Santiago del Estero, Argentina.
- Rahardjo, H., Melinda, F., Leong, E.C. and Rezaur, R.B., (2011). Stiffness of a compacted residual soil. *Engineering Geology*. Nro. 120, pp. 60-67.

- Raju N., Pandian N., Nagaraj T. and Pincus H., (1995). Analysis and Estimation of the Coefficient of Consolidation. · Geotechnical Testing Journal. Vol 18. Nro. 1. Pp. 86-93.
- Rao, S. M. and Ravi, K. (2013). Hydro-mechanical characterization of Barmer 1 bentonite from Rajasthan, India, Nuclear Engineering and Design, Vol. 265, 330-340.
- Reginatto A., (1971). Standard Penetration Test in collapsible soils. IV Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation. Engineering, Puerto Rico. Vol. II, pp. 77-84.
- Reginatto A. y Ferrero J.C., (1973). Collapse potential of soils and soil-water chemistry, VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Vol. 2.2, pp. 177-183.
- Reginatto, A., (1970). Propiedades mecánicas de algunos suelos de la ciudad de Córdoba. Segunda Reunión Argentina de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Córdoba, Argentina.
- Ren X.W. y Santamarina J.C, (2018).The hydraulic conductivity of sediments: A pore size perspective. Engineering Geology, Vol. 233, pp. 48-54.
- Rinaldi, V.A., Rocca, R.J. and Zeballos, M.E., (2007). Geotechnical characterization and behavior of Argentinean collapsible loess. En: Tan, Phoon, Hight y Lerouiel (eds.), Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Taylor and Francis Group, London, 4, 2259-2286.
- Rinaldi, V.A., Santamarina, J. C. and Redolfi, E., (1998). Characterization of Collapsible Soils With Combined Geophysical and Penetration Testing. Symposium In-Situ Characterization of Soils, Atlanta USA. Vol. 1, pp.581-588.

- Rinaldi, V.A.; Rocca, R.J. and Zeballos, M.E., (2006). Geotechnical characterization and behavior of Argentinean collapsible loess. Second International Workshop on Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Singapore.
- Robinson, R.G. and Allam, M.M. (1998). Effect of clay mineralogy on coefficient of consolidation. *Clays Clay Miner* Nro. 46(5), pp. 596–600.
- Rocca, R.J., (1985). Review of properties of loess soils, CE 299 Report, University of California at Berkeley, Berkeley, California, USA.
- Rocca, R.J., Redolfi, E.R. y Terzariol, R.E., (2006). Características Geotécnicas de los Loess de Argentina. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 6(2), pp. 149-166.
- Rocca, R.J., y Quintana Crespo, E., (1999). Zonificación de Córdoba mediante análisis estadístico de perfiles geotécnicos. *Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y al Ambiente*. No 13, pp. 137-150.
- Rogers, C.D.F., Dijkstra, T.A., and Smalley, I.J., (1994). Hydroconsolidation and subsidence of loess: studies from China, Russia, North America and Europe. *Engineering Geology*, 37: pp. 83–113. Doi :10.1016/0013-7952(94)90045-0.
- Rothenburg, L. and Bathurst, R. J., (1989), Analytical study of induced anisotropy in idealized granular material, *Geotechnique*, vol. 49, pp. 601-614.
- Rowe, R.K., Quigley, R.M. and Booker, J.R., (1995). Clayey barrier systems for waste disposal facilities. E & FN SPON, London, UK. ISBN 9781482271928.

- Ruhl, J. L. y Daniel, D. E. (1997). Geosynthetic Clay Liners Permeated with Chemical Solutions and Leachates, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 4, pp. 369 – 381.
- Sai, J.O. and Anderson, D.C., (1990). Field hydraulic conductivity tests for compacted soil liners, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 13, No. 3, pp. 215–225.
- Salas, J.A.J. and Serratosa, J.M. (1953). Compressibility of clays. In: *Proceedings of 3rd international conference of soil mechanics and foundation engineering*, Zurich. Nro. 1, pp. 192–198.
- Samarasinghe, A.M., Huang, Y.H. and Drnevich, V.R., (1982). Permeability and consolidation of normally consolidated soils. *Journal Geotechnical Eng, ASCE* Nro.108. pp. 835-850.
- Santamarina J.C., Klein K.A. and Fam M.A. (2001). *Soils and waves: particulate materials behavior, characterization and process monitoring*. John Wiley & Sons, West Sussex. ISBN: 047149058X 9780471490586.
- Santamarina, J.C. and Cho, G.C., (2004). *Soil Behavior: The Role of Particle Shape*, Proc. Skempton Conf., March, London.
- Santos, P. S., (1989). *Ciência e Tecnologia de Argilas*. Edgard Blücher, 2ª ed., São Paulo.
- Sayago, J.M., Collantes, M.M., Karlson, A. and Sanabria, J., (2001). Genesis and distribution of the Late Pleistocene and Holocene loess of Argentina: a regional approximation. *Quaternary International*, Vol. 76/77, pp. 247-257.

- Schaap, M.G. and Lebron, I. (2001). Using microscope observations of thinsections to estimate soil permeability with kozeny- carman equation. *Journal of hidrology*, Nro. 251, pp. 186-201.
- Seed, H. B., Woodward, R. J., Jr., and Lundgren, R. (1964). Clay Mineralogical Aspects of the Atterberg limits, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 90, No. SM4, pp.. 107.
- Seed H.B y Chan C. K, (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol, 85(SM%). Pp 87-128.
- Shackelford, C.D. and Javed, F., (1991). Large-scale laboratory permeability testing of a compacted clay soil, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 14, No. 2, pp. 171–179.
- Shakir Arwa O.and Ali Haifaa A., (2019). The effect of lining material on the Permeability of clayey soil. *Civil Engineering Journal*. Vol 5. Nro. 3.
- Sharma, H.D., and Hullings, D.E. (1993). Direct shear testing for HDPE/ amended soil composites, in *Geosynthesis`93, Conference Proceedings, IFAI, Vancouver, British Columbia, Canada*.
- Sharma, H.D. and Reddy, K.R., (2004). *Geoenvironmental Engineering*. John Wiley and Sons. New Jersey. Pps. 992. ISBN: 978-0-471-21599-8.
- Sharma, H.D. and Kozicki, P., (1988). The Use of Synthetic Liner and/or Soil-Bentonite Liner for Groundwater Protection. *Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. Missouri University of Science and Technology. Pp. 1149-1157.

- Siddique, A. and Safiullah, A.M.M., (1995). Permeability characteristics of reconstituted Dhaka clay. *Journal of Civil Engineering*. Nro. 23 (1), pp. 103–115.
- Singh, P.N. and Wallender, W.W., (2008). Effects of absorbed water layer in predicting saturated hydraulic conductivity for clays with Kozeny-Carman equation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Nro. 134 (6), pp. 829.
- Sivappullaiah P.V., Sridharan, A. and Stalin, V.K., (2000). Hydraulic conductivity of bentonite sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal* Vol.37, Nro. 2, pp. 406- 413.
- Skempton, A.W. and Jones, O.T. (1944). Notes on the compressibility of clays. *Quarterly Journal of the Geological Society of London*, Nro. 100 (C:parts 1&2), pp. 119–135. Doi: 10.1144/GSL.JGS.1944.100.01-04.08.
- Sobti, J. and Singh S.K., (2017). Hydraulic conductivity and compressibility characteristics of bentonite enriched soils as a barrier material for landfills. *Innovative Infrastructure Solutions*. . Pp. 2-12. DOI 10.1007/s41062-017-0060-0.
- Sridharan, A. and Rao, G.V. (1973). Mechanism controlling volume change of saturated clay and the role of effective stress concept. *Geotechnique* Nro. 23(3). Pp. 359–382.
- Sridharan, A. and Jayadeva, M.S. (1982) Double layer theory and compressibility of clays: *Geotechnique* Nro. 32, pp. 133- 144.
- Sridharan, A., and Nagaraj, H.B. (2000). Compressibility Behaviour of Remoulded, Fine-Grained Soils and Correlation With Index Properties. *Canadian Geotechnical Journal*, Nro. 37, pp. 712-722.

Sridharan, A. and Nagaraj, H.B., (2005). Hydraulic conductivity of remolded fine-grained soils versus index properties. *Geotechnical and Geological Engineering* 23:43. <https://doi.org/10.1007/s10706-003-5396-x>. Kluwer Academic Publishers. Print ISSN: 0960-3182. Online ISSN: 1573-1529.

Stange, M., Dreyer, M.E. and Rath, H.J., (2003). Capillary driven flow in circular cylindrical tubes. *Physics of Fluids*. Nro. 15(9), pp. 2587-2601.

Stark, T.D. and Eid, H.T., (1994). Drained residual shear strength of cohesive soils. *Journal Geotech. Geoenviron. Eng.* Nro. 120 (1), pp. 269–273.

Stark, T.D., Choi, H. and McCone, S., (2005). Drained shear strength parameters for analysis of landslides. *Journal Geotech. Geoenviron. Eng.* Nro. 131 (5), pp. 575–588.

Stark, T.D., Choi, H., Lee, C. and Queen, B., (2012). Compacted soil liner interface strength importance, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Nro. 138(4), pp. 544-550.

Steiakakis E., Gamvroudis G. and Alevizos G., (2012). Kozeny-Carman Equation and Hydraulic Conductivity of Compacted Clayey Soils. *Geomaterials*, 2012, 2, 37-41. <http://dx.doi.org/10.4236/gm.2012.22006>. Published Online on April 2012 (<http://www.SciRP.org/journal/gm>).

Stępniewski, W., Widomski, M. and Horn, R., (2011). Hydraulic Conductivity and Landfill Construction. *Developments in Hydraulic Conductivity Research*. Edited by Dr. Oagile Dikinya. Pp. 249-270. ISBN 978-953-307-470-2. www.interchopen.com.

- Stewart, J.P. and Nolan, T.W., (1987). Infiltration testing for hydraulic conductivity of soil liners, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 10, No. 2, pp. 41–50.
- Tavella D., Miropolsky A., Alaniz M., Tavella M., Ferral A, (2017). Diagnóstico Ambiental de la Provincia de Córdoba. Centro de Investigación y Transferencia en Tecnologías y Estrategias para el Desarrollo (CITED). ISBN 978- 987 – 1896- 92-9.
- Tay, Y., Stewart, D.and Cousens, T.(2001). Shrinkage and desiccation cracking in bentonite–sand landfill liners. *Engineering Geology*, 60(1-4), pp. 263–274.
- Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of soil mechanics*. John Wiley & Sons, pps. 963. New York.
- Tatsuoka, F.,(2010). Cement-mixed soils in Trans-Tokyo bay highway project. *Soils and Foundations*. 50(6), 785-804.
- Teruggi, M.E., (1957). The Nature and Origin of Argentinean Loess. *Journal of Sedimentology and Petrology*, 27(3), pp. 323-332.
- Terzaghi, K., (1943). *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York.
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley, London.
- Terzariol, R.E., Abbona, P. y Redolfi, E.R., (2000). Uso de suelo cemento plástico como relleno de zanjas. Memoria. XV Congreso Argentino de Mecánica de suelos e Ingeniería Geotécnica, Buenos Aires.
- Thornton, C., (2000). Numerical Simulations of Deviatoric Shear Deformation of Granular Media, *Geotechnique*, vol. 50, pp. 43-53.

- Tiwari B., and Ajmera B., (2011). A new correlation relating the shear strength of reconstituted soil to the proportions of clay minerals and plasticity characteristics. *Applied Clay Science* 53(1): pp. 48-57.
- US EPA,(1988). *Criteria for Municipal Solid Waste Landfills*, United States Environmental Protection Agency, Washington D.C.
- US EPA, (1993). *Solid Waste disposal facility criteria*. US Environmental Protection Agency. Technical Manual. EPA/530-R-93-017.
- Van Olphen, H. (1977). *An introduction to clay colloid chemistry: for clay technologists, geologists and soil scientists*. Interscience, New York. Pps. 318. ISBN: 047101463X, 9780471014638.
- Villar, M. and Lloret, A., (2008). Influence of dry density and water content on the swelling of a compacted bentonite. *Applied Clay Science*. Vol 39. Pp. 38-49.
- Viswanadham, B.V.S. and Rajesh, S., (2009). Centrifuge model tests on clay based engineered barriers subjected to differential settlements. *Applied Clay Science*. Nro. 42, pp. 460-472.
- Vukovic M., Soro A, (1992). *Determination of Hydraulic Conductivity of Porous Media from Grain Size distribution*. Water Resources Publications. Littleton, Colorado.
- Wang Q., Tang A.M., Cui Y.J., Delage P. and Gatmiri B., (2012). Experimental study on the swelling behaviour of bentonite/claystone mixture. *Engineering Geology*, 124, pp. 59-66.

- Wang S., Ronaldo Luna R., Yang J., (2017). Effect of Plasticity on Shear Behavior of Low-Plasticity Fine-Grained Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29,(3).
- Washburn, E.W., (1921). The dynamics of capillary flow. *Physics Review*. Nro. 17(3), pp. 273-283.
- Whalley, W.R., Matthews G.P. and Ferraris, S., (2012). The effect of compaction and shear deformation of saturated soil on hydraulic conductivity. *Soil & Tillage research*. Nro. 125, pp. 23–29.
- Widomski M. K., (2016). Sustainability of compacted clay liners and selected properties of clays. *Polska Akademia Nauk, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN* Nro. 127, pps. 158. ISBN 978-83-63714-26-0.
- Widomski, M.K., Stępniewski, W., Horn, R., Bieganowski, A., Gazda, L., Franus, M., Pawłowska, M., (2015). Shrink-swell potential, hydraulic conductivity and geotechnical properties of two clay materials for landfill liner construction. *International Agrophysics*. Nro. 29, pp. 365–375. Doi: 10.1515/intag-2015-0043.
- Wysokiński L., (2007). Principles of assessing the suitability of cohesive soils of Poland for the construction of mineral insulating barriers (in Polish). ITB, Ministry of Environment, Warsaw, Poland.
- Xiao, J., Juang, C.H., Xu, C., Li, X. and Wang, L., (2014). Strength and deformation characteristic of compacted silt from the lower reaches of the Yellow River of China under monotonic and repeated loading. *Engineering Geology*. Nro. 178, pp. 49-57.

Yong R. N. and Sheeran D.E, (1973). Fabric unit interaction and soil behaviour. Proceedings International Symposium Soil Structure. Gothemborg, pp. 176-183.

Zárate, M.A., (2003). Loess of Southern South America. Quaternary Science Reviews, 22, 1987-2006.

Zimmie, T.F., (1981). Geotechnical Testing Considerations in the determination of laboratory permeability for hazardous waste disposal settings. Hazardous waste Disposal, Astm STP 760, R.A. Conway and B. C. Malloy. Eds. Pp. 293-304.

Zhang, S. L., Grip, H. and Lovdahl, L., (2006). Effect of soil compaction on hydraulic properties of two loess soils in China, Soil Tillage Res. Nro. 90, pp. 117–125.