

TRABAJO FINAL DE MÁSTER



TÍTULO

**EFECTO DE LAS CONDICIONES INICIALES DE
COMPACTACIÓN DINÁMICA EN LA PRESIÓN DE
PRECONSOLIDACIÓN DE UN SUELO.**

AUTOR

Evelyn Gómez

TUTOR

Antonio Lloret

ESPECIALIDAD

Ingeniería geotécnica

FECHA

Barcelona, 27 de Septiembre de 2013

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS,
CANALS I PORTS DE BARCELONA
ETSECCPB



Departament d'Enginyeria
del Terreny, Cartogràfica i Geofísica

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

EFFECTO DE LAS CONDICIONES INICIALES DE
COMPACTACIÓN DINÁMICA EN LA PRESIÓN DE
PRECONSOLIDACIÓN DE UN SUELO.

TESIS DE MÁSTER EN INGENIERÍA DEL TERRENO E INGENIERÍA SÍSMICA

Presentada por: Evelyn Gómez

Dirigida por: Antonio Lloret

Barcelona, 27 de septiembre de 2013

RESUMEN

El objetivo principal de esta investigación se centra en el estudio del comportamiento mecánico de un suelo compactado, con especial énfasis en la caracterización del parámetro de la presión de preconsolidación en estado saturado. Los cambios en las condiciones iniciales como la humedad inicial y la energía de compactación tienen una significativa influencia en ese comportamiento. Para lograr este propósito se definió un programa de laboratorio por medio de un equipo triaxial con ensayos de consolidación isotrópica en condiciones drenadas, que permitió determinar este parámetro para distintas condiciones iniciales de compactación.

Para la investigación se seleccionó un limo de baja plasticidad proveniente del terraplén experimental de Rouen en Francia, el cual ha sido objeto de estudios previos en el área del comportamiento volumétrico de los suelos no saturados. Con este material denominado A-28 se fabricaron muestras por medio de la compactación dinámica a través de diferentes energías de Proctor. La medida de la succión total de las probetas se realizó después de la compactación por medio de un tensiómetro. Las probetas fueron sometidas inicialmente a una etapa de saturación bajo carga isotrópica, con medida de la permeabilidad saturada, y luego consolidadas hasta alcanzar una carga isotrópica suficientemente alta para definir claramente la presión de preconsolidación.

Los resultados experimentales obtenidos de los ensayos han confirmado que la compactación inducida dinámicamente influye en el estado inicial de las probetas y en la posición inicial de la presión de preconsolidación (p_0^* , presión de fluencia para un estado saturado, Alonso, *et al*, 1990). Puede decirse que pequeños cambios de densidad seca y de humedad de compactación puede cambiar el valor de esta presión de preconsolidación saturada, con un comportamiento claramente diferenciado para la rama seca y húmeda del óptimo. Adicionalmente, se observó que el efecto de la velocidad de carga puede ser apreciable en el valor de este parámetro p_0^* .

El programa experimental desarrollado ha permitido definir un mapa que muestra la presión de preconsolidación saturada en un gráfico clásico de compactación (ω, γ_d) y obtener algunos de los parámetros utilizados en modelos constitutivos de suelos no saturados (BBM elastoplástico). Sin embargo se encontró que la estructura interna generada en la compactación inicial, también afecta a la pendiente de la línea de compresión normal saturada (λ). Parámetro que varía específicamente con la humedad inicial. Esto sugiere, como lo han hecho otros autores, que cada probeta compactada a diferente contenido de humedad deba ser considerada como un material diferente.

Estos resultados de este estudio servirán en el análisis de modelos de comportamiento de suelo que consideren los efectos de la anisotropía en la estructura interna creada por la compactación, que claramente tiene una influencia en el posterior comportamiento de un suelo no saturado.

Palabras clave: Compactación dinámica; pruebas de laboratorio; presión de preconsolidación; succión; compresibilidad; modulo volumétrico; permeabilidad, cambios de volumen.

ABSTRACT

The main objective of this research focuses on the study of the mechanical behavior of a compacted soil, with special emphasis on the characterization of the parameter of preconsolidation pressure in saturated state. The changes in the initial conditions and the initial moisture content and compaction energy have a significant influence on this behavior. To achieve this purpose, a laboratory program was defined through triaxial equipment with isotropic consolidation tests on drained conditions which allowed us to determine this parameter for different initial conditions of compaction.

For the investigation, a low plasticity silt from the experimental embankment from Rouen in France was selected, which has been the subject of previous studies in the area of volumetric behavior of unsaturated soils. With this material denominated A-28, samples were fabricated by dynamic compaction through different Proctor energies. Measuring the total suction of the specimens was performed after compaction by means of a tensiometer. The specimens were initially subjected to a saturation stage under isotropic loading with measurement of saturated permeability, and then consolidated isotropically until achieving a isotropic load high enough to clearly define the preconsolidation pressure.

Experimental results of the tests have confirmed that the dynamically induced compaction influences the initial state of the samples and in the initial position of the preconsolidation pressure (p_{0^*} yield point on saturated state, Alonso et al, 1990). It can be said that small changes in dry density and moisture compaction can change the value of the saturated preconsolidation pressure with a clearly differentiated behavior for dry and wet of the optimum for standard Proctor compactation. Additionally, it was observed that the effect of the loading velocity in consolidation can be appreciable in the value of this parameter p_{0^*} .

The experimental program developed allowed to define a map showing the saturated preconsolidation pressure in a compaction classic graph (ω, γ_d) and obtain some of the parameters used in constitutive models for unsaturated soils (BBM elastoplastic). However it was found that the internal structure generated by the initial compaction also affects the saturated slope of the normal compression (λ), parameter that varies specifically with initial moisture. This suggests, like other authors in previous papers have stated, that each specimen compacted at different moisture content should be considered as a different material. The results of this study will be useful on the analysis of soil behavior models that consider the effects of anisotropy in the internal structure created by compaction, which clearly has an influence on the subsequent behavior of an unsaturated soil.

Keywords: Dynamic compaction; laboratory test; preconsolidation pressure; suction; compressibility; bulk modulus; permeability; volume changes.

AGRADECIMIENTOS

Debo agradecer de manera especial y sincera a mi tutor y a todos lo que colaboraron facilitándome siempre los medios suficientes para llevar a cabo todas las actividades propuestas durante el desarrollo de esta tesis. Además de reconocer el apoyo económico de MAEC-AECID, gracias por brindarme tan grande oportunidad.

Mis agradecimientos son a todos los que han sido parte de esta gran experiencia, no sólo en la realización directa de este trabajo sino también, a todos aquellos que indirectamente han contribuido a lograr mi objetivo a través de su apoyo, paciencia y cariño, su compañía ha hecho tan agradable este camino. A los que ahora están cerca y más aun a aquellos que por ahora están lejos, doy gracias a Dios por ponerlos en mi camino, no los ha habido mejores, son familia y amigos, extranjeros de otra talla y no es necesario dar nombres o apellidos, porque ellos mismos ya se saben aludidos, con ustedes puedo comprender un poco más el calibre del amor de mi Padre celestial.

A mis padres y hermanas quiero agradecerles por siempre ver lo mejor en mi y por apoyarme a lograr mis sueños. A mi padre espiritual por el tiempo, apoyo y oportuna guía en cada circunstancia. Mi mundo es un lugar mejor por tenerles a ustedes. La belleza y la equilibrada gracia sus vidas me desafían y me inspiran.

Deseo mencionar a una persona, a quien otorgo especialmente esta dedicatoria, mi persona favorita, te agradezco por toda la alegría que has traído a mi vida, por cada sueño realizado, por cada prueba y desafío en el que nunca me has dejado sola, guiando siempre cada uno de mis pasos, un amigo inseparable, reconozco plenamente que sin ti nada de esto hubiese sido posible. Cada detalle de mi vida lo has planificado con una fineza que no puedo más que estar agradecida y confiada que las cosas que pasan y las que no, son solo para mi bien. Te agradezco porque no me has permitido rendirme aun cuando en ocasiones mi mente solo quiere ceder, tu especial cuidado y paciencia me hacen seguir adelante.

Gracias por cada oportunidad y cada idea creativa que has puesto en la mente y corazón de todos aquellos que me han dirigido y apoyado académica y personalmente durante este proceso, gracias por hacerme crecer y soñar que esto es solo el principio de algo nuevo. Todo te lo debo a ti, Jesús.

Soy todo lo que soy, porque me han amado.

En honor a;

Jesús y

A mis Padres

TABLA DE CONTENIDO

Capítulo 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 OBJETIVOS.....	2
1.2 TERRAPLEN EXPERIMENTAL DE ROUEN.....	3
1.2.1 Características del Terraplén.....	3
1.2.2 Materiales.....	4
1.2.3 Fases de Construcción.....	4
1.2.4 Proceso de inundación controlada de la base del terraplén.....	5
1.2.5 Muestras del terraplén.....	5
Capítulo 2 ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO.....	7
2.1 INTRODUCCION.....	7
2.2 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS COMPACTADOS.....	7
2.2.1 Influencia de la naturaleza del suelo en la microestructura.....	7
2.2.2 Influencia del contenido de agua en la microestructura.....	9
2.2.3 Influencia del nivel de energía.....	9
2.3 INTERACCION AGUA- SUELO NO SATURADO.....	10
2.3.1 Curva de Retención.....	10
2.3.2 Factores que afectan la determinación de la curva característica.....	11
2.4 COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS SUELOS COMPACTADOS.....	15
2.4.1 Fenómeno de colapso.....	15
2.4.2 Fenómeno de hinchamiento.....	16
2.5 APLICACIÓN DE MODELOS PARA SUELOS COMPACTADOS.....	17
2.5.1 Aplicación del modelo elastoplástico para suelos no saturados: BBM.....	17
2.5.2 Parámetros del Modelo y su determinación.....	17
2.6 INFLUENCIA DEL PROCEDIMIENTO DE COMPACTACION EN EL COMPORTAMIENTO MECANICO DE LOS SUELOS COMPACTADOS.....	20
2.6.1 Evaluación de los resultados de la primera etapa: humedecimiento a succión constante (efecto de la humedad de compactación en el comportamiento mecánico).	23
2.6.2 Evaluación de los resultados de la segunda etapa: compresión isótropa a succión constante (efecto de la presión de compactación en el comportamiento mecánico)..	25
2.6.3. Implicaciones del modelo constitutivo.....	29

Capítulo 3 METODOLOGÍA DE ESTUDIO	32
3.1 Descripción del Material utilizado	32
3.2 Equipos utilizados	32
3.2.1 Tensiómetro.....	32
3.2.2 Equipo Triaxial	33
3.3 Procedimiento de Compactación de Muestras.....	34
3.3.1 Preparación del material	34
3.3.2 Preparación de la Masa de suelo y agua	34
3.3.3 Compactación Dinámica	35
3.3.3.1 Equipo de compactación y material necesario	35
3.3.3.2 Procedimiento de compactación	36
3.4 Metodología y Procedimiento de Ensayo.....	37
3.4.1 Curva de Retención.....	37
3.4.2 Permeabilidad saturada.....	38
3.4.3 Ensayo triaxial.....	38
3.4.4 Proceso de los datos del Triaxial	44
3.4.5. Proceso para obtener la Presión de Preconsolidación, p_o^*	48
3.4.5.1 Descripción de los métodos utilizados:	49
Capítulo 4 RESULTADOS DE ENSAYOS E INTERPRETACIÓN	53
4.1 Caracterización Geotécnica	53
4.1.1 Ensayos de Compactación	55
4.2 Curva de Retención: Tensiómetro	56
4.3 Permeabilidad saturada.....	57
4.4 Consolidación bajo condiciones Triaxiales	61
4.4.1 Cambios de Volumen durante la etapa de saturación	62
4.4.2 Curvas de Compresibilidad Energía 100% del Proctor Normal.....	63
4.4.3 Curvas de Compresibilidad Energía 50% del Proctor Normal.....	65
4.4.4 Curvas de Compresibilidad Energía 25% del Proctor Normal.....	70
Capítulo 5 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	72
5.1 Condiciones Iniciales y Finales de las probetas.....	72

5.2 Relaciones de los parámetros	73
5.2.1 Relaciones entre presión de poros, permeabilidad saturada al agua k y la velocidad de carga	73
5.2.2 Relaciones de permeabilidad saturada al agua k , en función de los diferentes parámetros.	75
5.2.3. Relación del modulo volumétrico K'	79
5.3 Relaciones de la presión de preconsolidación en función de los diferentes parámetros.....	81
5.3.1 Variación del valor de presión de preconsolidación en función de los diferentes métodos.....	81
5.3.2 Variación del valor de presión de preconsolidación en función de la velocidad de carga	83
5.3.3 Variación del valor de presión de preconsolidación en función de las diferentes condiciones iniciales.....	87
5.4. Relaciones del índice de compresión (λ) y recompresión (κ) en función de los diferentes parámetros.....	89
5.5 Caracterización de la presión de preconsolidación	97
5.6. Análisis de los cambios volumétricos en la etapa de saturación.....	99
5.6.1 Relación de los cambios volumétricos tras la etapa de saturación con los diferentes parámetros.	99
5.6.2 Comparación con colapsos en condiciones edométricas.....	103
5.6.3 Cambios volumétricos de colapso y fluencia en procesos de carga.....	104
Capítulo 6 CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	105
6.1 Resumen y conclusiones.....	105
6.1.1 Conclusiones relativas a las relaciones de la permeabilidad con los diferentes parámetros.	105
6.1.2 Conclusiones relativas al efecto de la velocidad de carga	105
6.1.3 Conclusiones relativas a los resultados de los ensayos triaxiales de consolidación isotrópica.....	106
6.1.4 Conclusiones relativas a los cambios de volumen.....	106
6.2 Futuras líneas de investigación.....	107
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

El uso de los suelos como soporte en la construcción de estructuras es tan antiguo como la humanidad misma. El estudio sistemático del proceso de compactación y las propiedades resultantes de los suelos compactados, comenzó en California a mediados de 1930 con la publicación de R. R. Proctor. En esa publicación se propone un ensayo empírico de compactación dinámica en laboratorio conocido como ensayo "Proctor". En ese ensayo para un determinado trabajo de compactación, se relaciona la densificación de los suelos con el contenido de humedad. Actualmente el ensayo se encuentra normalizado con algunas variantes en referencia a la energía de compactación; "Proctor Normal: PN" y "Proctor Modificado: PM" los cuales permiten obtener resultados reproducibles que ofrecen la posibilidad de ser referencia en el control de densificación en las obras.

Así la compactación del suelo puede ser definida como el proceso mediante el cual el suelo se comprime mecánicamente a través de un reacomodo de las partículas y su posterior reducción en los vacíos de aire, y es medido en términos de la densidad seca. Para una cantidad constante de energía de compactación, todos los suelos tienen un contenido de humedad óptimo en el que se obtiene una densidad seca máxima. En el estudio publicado se aprecian las variables a considerar en el proceso de compactación como: la energía por unidad de volumen de suelo compactado (Trabajo de compactación logrado mediante impactos de un pisón), composición en volumen de las distintas fases (partículas del suelo, aire y agua), y la naturaleza del suelo y su proporción de partículas gruesas.

El resultado del proceso de compactación, para una energía dada, se refleja en el plano Proctor o plano de compactación en la que se muestra un valor máximo de la densidad seca asociado a una humedad óptima. Los valores de la curva que representan menores contenidos de humedad que el contenido óptimo se conoce como "rama seca" y los valores mayores al óptimo como "rama húmeda".

Diversos investigadores concluyen que el comportamiento de los suelos compactados caracterizado por su deformabilidad, resistencia, permeabilidad entre otros está controlado en básicamente por las variables de estado; densidad seca, grado de saturación y microestructura. A su vez estas variables de estado dependen de las condiciones en las que se compacte un suelo como ser: el nivel de energía aplicado y de las condiciones de humedad.

Al mismo tiempo, no sólo son necesarias estas variables para condicionar el comportamiento de un suelo compactado, es necesario además conocer el estado de tensiones, al menos la tensión media. Todo esto determinará la estructura final del suelo compactado afectando la respuesta hidromecánica del mismo.

El interés principal en este trabajo de investigación es el estudio de la presión de preconsolidación inducida por la compactación, observada según Lawton por Witsman y Lovell en su publicación en 1979. Lawton (1989) reafirma la conclusión expresada por Witsman y Lovell en 1979 de que “el esfuerzo de sobrecarga crítico es igual a una propiedad de suelos cohesivos compactados al que se refiere como pretensión de compactación”. Esta pretensión de compactación es una presión aparente de preconsolidación mostrada por las muestras de suelo ensayadas compactadas no saturadas y saturadas en pruebas de compresión uniaxial. Lawton (1989), expresa que esta presión de preconsolidación de compactación aparente depende del tipo y cantidad de energía mecánica aplicada al compactar el suelo.

1.1 OBJETIVOS

Con lo expuesto anteriormente el propósito fundamental del trabajo es determinar la influencia que tienen las condiciones de compactación en la presión de preconsolidación inducida por medio de la compactación dinámica, denominada “ p_o^* ” por Alonso, *et al* (1990). Además al mismo tiempo, intentar determinar los parámetros del modelo elastoplástico para suelos no saturados desarrollado por Alonso, *et al* (1990).

Para poder lograr estos objetivos se han planteado los siguientes objetivos parciales:

- Poner en marcha técnicas y equipos de laboratorio necesarios para lograr el objetivo general anterior.
- Estudiar la influencia de las condiciones iniciales de compactación en el valor de la presión de preconsolidación.
- Analizar el comportamiento volumétrico del suelo en estado saturado y no saturado de las muestras compactadas
- Conocer las propiedades índice del material A-28 (suelo fino colapsable) y determinar los parámetros de comportamiento, principalmente frente a cambios volumétricos en condiciones saturadas.

1.2 TERRAPLÉN EXPERIMENTAL DE ROUEN

El material disponible en este trabajo de investigación pertenece a un limo colapsable tipificado como A-28 utilizado en la construcción de la base poco compactada de un terraplén de 5.4m de altura instrumentado, construido en las instalaciones del CER en Rouen (Francia) durante el otoño de 2004, con fines experimentales. El objeto de la realización de este experimento era el estudio del colapso de terraplenes de suelos limosos poco compactados en situaciones de inundación en su base.

En la Figura 1.1 se muestra un esquema de la sección típica de los perfiles longitudinal y transversal del terraplén. La parte inferior del terraplén, hasta una altura de 1.8m, se construyó con un limo poco compactado (densidad seca ρ_d entre 1.3 y 1.5Mg/m³) para favorecer el colapso. Por otra parte, se construyeron en los costados longitudinales del terraplén, dos pequeñas balsas para poder inundar el primer metro de altura del terraplén durante un periodo aproximado de tres meses.

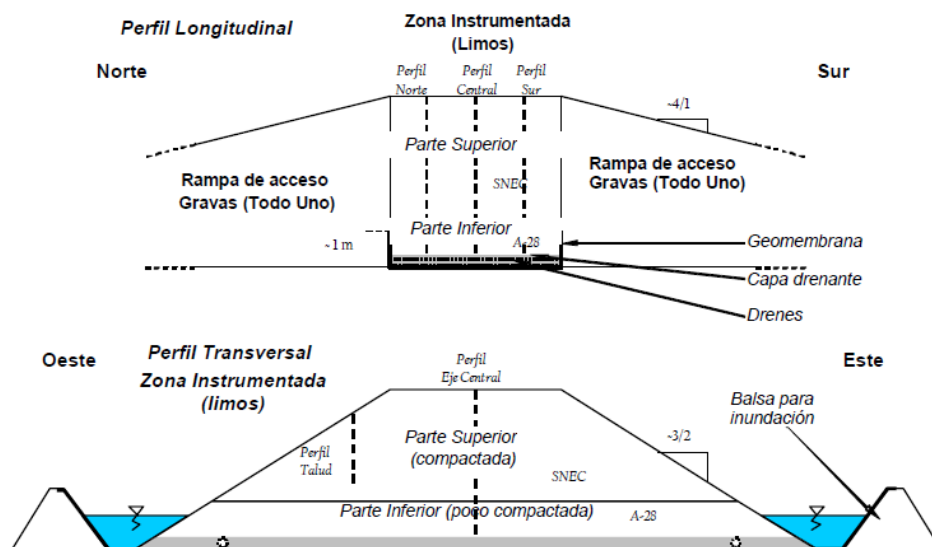


Figura 1.1. Representación esquemática del terraplén de Rouen. (Gómez, R. (2009)).

1.2.1 Características del Terraplén.

La construcción del terraplén y su instrumentación se planificaron bajo ciertos objetivos: observación de los efectos meteorológicos sobre el comportamiento hídrico en las capas superiores, observación de la influencia de la saturación en la base del terraplén sobre la altura capilar en el cuerpo del terraplén, investigar las relaciones existentes entre las variaciones del estado hídrico y las deformaciones locales reales en la estructura y ensayarlas en laboratorio, y evaluar durante un periodo de tiempo la capacidad y precisión de los distintos medidores de contenido de agua y de succión en una obra de tierras.

1.2.2 Materiales

En la construcción del terraplén se utilizaron dos materiales: un limo procedente de las obras de la autopista A-28 (750t) para constituir la base poco compactada; y un limo arenoso correspondiente al material de una cantera cercana (SNEC, 900t) para el resto de la estructura. En total, aproximadamente 1650t de material.

La granulometría de los limos claramente la diferencia entre los dos materiales por la proporción de finos, el limo A-28 con un 95% contra sólo el 40% del limo SNEC. En términos de la proporción de partículas arcillosas ($<2\mu\text{m}$), la diferencia es menos drástica, siendo el limo A-28 más arcilloso que el SNEC (23 contra 13%). Las diferencias en la granulometría tienen influencia directa sobre los límites de Atterberg. Así, el limo A-28 es más plástico que el SNEC, lo que se traduce también en un contenido en humedad más elevado en el ensayo Proctor Normal (14.5% contra 12,5%) y una densidad seca máxima $\gamma_d \text{ máx}$ más baja (1.85 contra 1.92Mg/m³).

1.2.3 Fases de Construcción

En otoño del 2004 se llevó a cabo la construcción del terraplén de 5.4 metros de altura, 21.2 metros de base y 5 metros de ancho de corona, con una longitud de 10 metros.

La construcción de la estructura del terraplén se realizó en tres fases:

Fase I: preparación del terreno de cimentación, instalación de los elementos de aislamiento, se colocaron geomembranas para aislar el terraplén del suelo natural, y se colocó una capa drenante y un sistema de drenajes longitudinales.

FASE II: construcción del tercio inferior, de 0 a 1.8m de altura con relación a la capa drenante, con el limo A-28 (base poco compactada), construida con el principal objetivo de obtener una capa colapsable, con un porcentaje de compactación inferior al 80%. La compactación se realizó en capas la primera de 0.5m de espesor, con dos pasadas del cargador con tambor, esta dio como resultado a pesar de la poca energía de compactación, que el porcentaje de compactación alcanzaba ya un 90% de la energía Proctor Normal. Debido a esto, el resto de la base se construyó en una única capa 1.25m de espesor, exceptuando las zonas donde se instalaron las diferentes sondas de medida.

FASE III: 3) construcción de los dos tercios superiores con el limo SNEC, de 1.8 a 5.4m de altura, siguiendo las normas de compactación del GTR (Francia). La compactación se realizó a razón de cuatro pasadas del compactador por capa de 0.3m de espesor. Para finalizar, se realizaron dos rampas del 25% de pendiente con gravas disponibles en la misma instalación, para el acceso del terraplén.

En la sección opuesta se construyeron dos balsas, una a cada lado del terraplén, para las posteriores inundaciones programadas (ver figura 1.2).

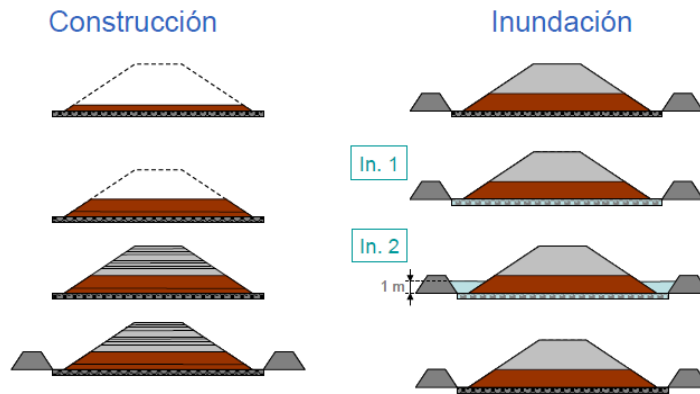


Figura 1.2. Etapas de construcción e inundación del terraplén de Rouen. (Gómez, R. (2009)).

1.2.4 Proceso de inundación controlada de la base del terraplén

Una vez finalizadas todas las etapas de construcción e instrumentación del terraplén (diciembre 2004), la estructura se dejó sometida a las variaciones climatológicas naturales por un periodo de tiempo de un año. Finalizado este periodo, el terraplén se sometió a dos inundaciones, a comienzos y a finales de 2006, con previa saturación de la capa drenante.

Antes de realizar las inundaciones en la capa colapsable del limo A-28, las sondas TDR no registraron cambios importantes en el contenido volumétrico de agua a excepción de una de ellas, en la que se pensó que existía una pequeña infiltración, corroborada por las deformaciones verticales registradas en la misma zona.

1.2.5 Muestras del terraplén

Para el desarrollo del estudio experimental se obtuvieron muestras inalteradas y alteradas provenientes del terraplén. Estas muestras fueron representativas del material inundado (condiciones finales). Las muestras inalteradas fueron recuperadas en forma de bloque y de testigos de sondeo, mientras que las alteradas se recuperaron en bolsa. Del terraplén se recuperaron un total de tres muestras bloque, los cuales se denominaron Blq1, Blq2 y Blq3. Las muestras Blq1 y Blq3 fueron extraídas del material A-28 (capa poco compactada), mientras que la muestra Blq2 fue tomada del material SNEC. Las muestras provenientes de los tubos de los testigos de sondeo se denominaron S (2.6-3.1m) extraída sobre el material SNEC, S (3.7-4.3m) es una mezcla de los materiales SNEC y A-28 y S (4.3-4.9m) es del material A-28 y sobre la cual se realizaron los ensayos de laboratorio. (La Figura 1.3).

Con el material en estado suelto (alterado), se prepararon muestras en el laboratorio. Para ello se utilizó la compactación dinámica (ensayos Proctor) y estática (en célula edométrica y prensa con desplazamiento controlado).

Este mismo material S (4.3 -4.9) proveniente de los tubos de sondeo fue utilizado también para realizar los ensayos de laboratorio que se presentan en este trabajo. En el cual se utilizó únicamente la compactación dinámica para preparar las probetas. Pero en trabajos realizados simultáneamente sobre este mismo material (Bonilla, A. (2013)) se utilizó también de la compactación estática.

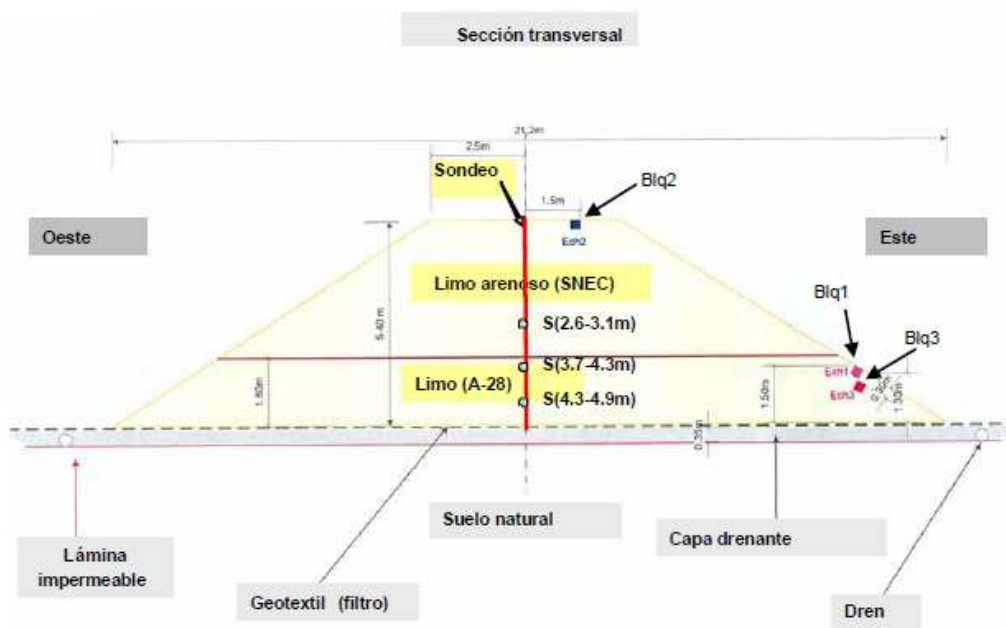


Figura 1.3. Sección transversal del terraplén y ubicación de la toma de muestras para los ensayos. (Gómez, R. (2009)).

Capítulo 2

ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta un resumen sobre el estado del conocimiento de los suelos compactados. Se hará una breve descripción de la fábrica de los suelos y las características más importantes en la interacción suelo-agua. También se describirá brevemente el modelo constitutivo BBM que permite establecer el patrón de comportamiento de estos suelos.

2.2 ESTRUCTURA DE LOS SUELOS COMPACTADOS

El objetivo básico de la compactación de un suelo es obtener un nuevo material (suelo compactado) que tenga un comportamiento adecuado para la aplicación específica. La compactación genera en el suelo deformaciones permanentes que modifican sus propiedades originales causando, no solo reducción de la permeabilidad, densificación, aumento de resistencia y rigidez, si no también alteración de la estructura del suelo.

Las propiedades de los suelos compactados parcialmente saturados han sido obtenidas de una amplia serie de investigaciones en laboratorio. Se ha demostrado a través de numerosos estudios el efecto significativo que ejerce el contenido de agua en las propiedades de un suelo compactado. Con las técnicas actuales de exámenes microscópicos de la estructura del suelo se ha puesto en manifiesto la importante diferencia que experimenta el suelo a nivel macroscópico que influye en las principales variaciones del comportamiento de un suelo compactado.

2.2.1 Influencia de la naturaleza del suelo en la microestructura

Actualmente se considera que la microestructura de un suelo arcilloso compactado, está constituida por tres elementos: partículas elementales, agregados de partículas, y poros (Alonso et al., 1987).

A partir de estos elementos se pueden formar tres tipos de microestructuras elementales : microestructura de tipo matricial que está constituida por partículas distribuidas de forma homogénea, microestructura de agregados, cuando se observan agrupaciones de partículas elementales formando granos de mayor tamaño y poros entre ellos de mayor tamaño que en la microestructura matricial; y una microestructura de granos de arenas y/o limos con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos entre partículas, sin conectores de arcilla. (Ver la Figura 2.1)

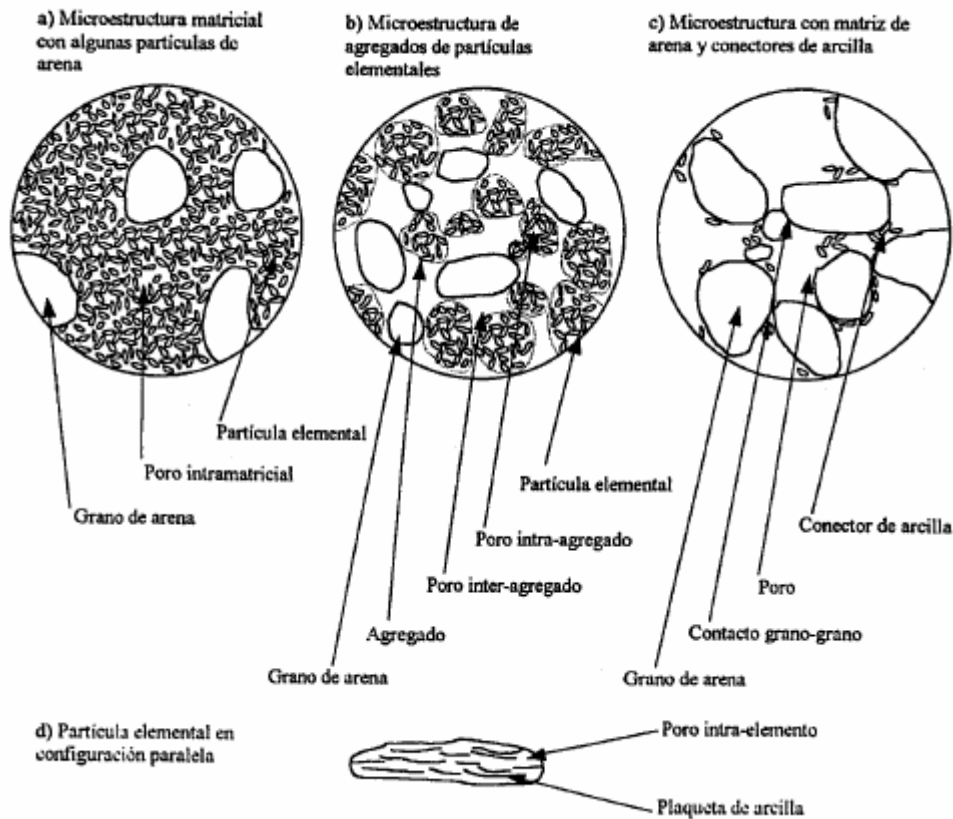


Figura 2.1 Tipos de estructura del suelo (Alonso et al., 1987).

Según autores, los factores que influyen en el arreglo de partículas del suelo generados como resultado de la compactación se pueden clasificar, en internos y externos. Los factores internos incluyen la mineralogía, forma y tamaño de sus partículas, y la química del agua que ocupa el poro. Los factores externos son el método y la energía de compactación usados, los cuales modifican la fábrica principal.

Según lo expresado en el párrafo anterior la compactación de suelos representaría un factor externo modificador del arreglo de las partículas, estructura inicial y de los poros entre ellos. En los suelos compactados de grano grueso (no cohesivos) este arreglo está constituido en base a una interacción de partículas individuales. Mientras que en suelos de grano fino casi siempre está compuesto por agrupaciones, paquetes o agregados de diversas partículas que difieren según la escala de observación. (Alonso et al., 1987).

2.2.2 Influencia del contenido de agua en la microestructura

A través de los trabajos realizados por medio de los métodos de observación directa más avanzados como microscopio electrónico de barrido, SEM y porosimetría, se ha progresado mucho en el conocimiento de la microestructura de los suelos compactados. En trabajos recientes se describen las técnicas experimentales más usadas en la actualidad para evaluar la microestructura de los suelos no saturados, haciendo especial énfasis a la porosimetría de intrusión de mercurio (MIP) y al microscopio electrónico de barrido ambiental (ESEM).

De estudios realizados con el uso de microfotografías obtenidas de microscopio electrónico de barrido se aprecian claras diferencias en las estructuras de suelo producidas en muestras compactadas en la rama seca y en la rama húmeda. Llegando a la conclusión que los suelos compactados del lado seco del óptimo muestran una estructura abierta formada por agregados de partículas, con paquetes orientados aleatoriamente y abiertos con una tendencia a una distribución de doble tamaño de poros, presentando dos picos en estudios de porosimetría.

Otros autores han observado que en el contenido de humedad óptimo se presenta una estructura más densa, con poros intermedios de menor tamaño. Mientras que los suelos compactados del lado húmedo presentan una estructura más homogénea, sin presencia de poros grandes, con una tendencia a una sola distribución de tamaños de poro, con un único pico visible en estudios de porosimetría.

Esta diferencia en la estructura resultante de la compactación según diferentes humedades iniciales, se ha comprobado tanto por observación como por la manifestación de fenómenos como la diferente permeabilidad medida en suelos con la misma densidad seca compactados del lado seco o húmedo. (Barrera, M. y Gens, A. (2010))

2.2.3 Influencia del nivel de energía

El proceso de densificación implica la aplicación de un trabajo Mecánico o energía de Compactación que comprende: número de golpes, altura de caída, peso del pisón y número de capas. Además, está en juego la forma de entrega de esa energía: amasado, presión estática, impacto o dinámica. Esta entrega unitaria de trabajo, debe ser suficiente para vencer la resistencia al corte del suelo y por lo tanto, poder deformarlo de manera irreversible. Un aumento de la energía de compactación incrementa la densidad seca máxima y desplaza hacia valores bajos la humedad óptima de compactación. La sensibilidad de la densidad seca ρ_d al nivel energía de compactación es mayor en el lado seco que en el lado húmedo. En el presente estudio se hace referencia únicamente a la compactación por medio de la entrega de energía dinámica.

2.3 INTERACCIÓN AGUA- SUELO NO SATURADO

El flujo de agua a través de los suelos no saturados se controla por el gradiente del potencial total del agua, que puede expresarse como la suma de tres componentes: Potencial gravitacional, Capilar o potencial matricial y Potencial osmótico.

Diversos autores han estudiado experimentalmente el efecto que tiene cada una de las componentes de la succión (osmótica y matricial), y algunos de ellos han llegado a la conclusión de considerar suficiente a la succión matricial para describir el comportamiento mecánico de un suelo, Alonso et al. (1987). La succión matricial se define como la diferencia entre presión de aire de poros y presión de agua de poros ($u_a - u_w$), y su valor depende de la tensión superficial y el radio de curvatura del menisco, Alonso et al. (1987).

Debido a que en los poros pequeños los radios de curvatura son menores, se desarrollan succiones matriciales más altas en suelos arcillosos que en suelos granulares. En la compactación la reducción del volumen se produce en su mayoría en los poros grandes y por lo tanto afecta a las propiedades de retención de agua y la conductividad hidráulica en el intervalo de potenciales de agua elevados (o succiones bajas), por el contrario, los poros más pequeños se ven poco afectados por la compactación.

2.3.1 Curva de Retención

Se denomina curva de retención, curva de succión o curva característica, dependiendo de la aplicación, a la representación gráfica de las relaciones succión- grado de saturación (o succión-humedad) y es una de las propiedades geotécnicas fundamentales en la caracterización del suelo parcialmente saturado. Se utiliza en la estimación de la resistencia al corte, las relaciones de tensión-deformación y la permeabilidad de los suelos no saturados. Por lo general, se obtiene por secado o humidificación de una muestra de suelo bajo tensión constante, mientras se hace un monitoreo de los cambios de contenido de agua en el suelo.

Muchas ecuaciones han sido propuestas por diversos autores, algunas ecuaciones se basan en regresión de los datos experimentales, mientras que otras se basan en la correlación empírica con otras propiedades del suelo, tales como tamaño de partícula o distribución de tamaño de poros, porosidad y área de superficie específica.

Bonilla, A (2013) cita la ecuación de Van Genuchten, M. Th. (1980) para ajustar los valores medidos experimentalmente y obtener los valores a bajas y altas saturaciones. Esta ecuación de ajuste es la siguiente:

$$Sr = \left(1 + \left(\frac{s}{m}\right)^{\frac{1}{1-\lambda}}\right)^{-\lambda} \quad (1)$$

Donde m y λ son parámetros de ajuste, s la succión (kPa) y Sr el grado de saturación.

Se ha demostrado en recientes investigaciones la existencia de un factor específico que afecta a la curva de retención y es la densidad del suelo, la cual puede cambiar considerablemente, dependiendo de los estados de tensiones y de succión. Zhou, A. N., Sheng, D. & Carter, J.P. (2011).

De forma más general esta curva no es más que una representación de la capacidad de un suelo para retener agua, bajo cierto valor de succión aplicada, en la figura 2.2 podemos observar cómo puede variar para diferentes tipos de suelos, por su asociación directa a la composición granulométrica y estructura del suelo, lo cual muestra que a medida que el suelo cambia de un suelo con textura fina a uno con textura gruesa, la capacidad de retención del agua es mucho menor.

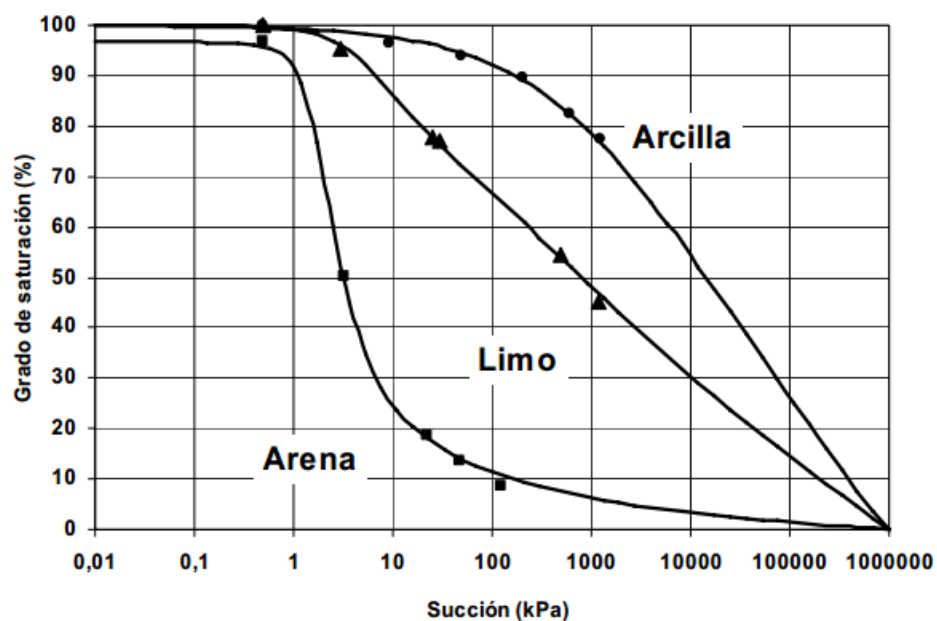


Figura 2.2 “Curvas de retención para suelos con diferentes texturas (Pérez, 2006)”
García, N. (2008)

2.3.2 Factores que afectan la determinación de la curva característica

Como ya se había mencionado la curva de retención se ve influenciada por diversos factores. A continuación se describen aquellos que están directamente relaciones con la compactación del suelo: la densidad, el contenido inicial de agua, el tipo de suelo, la energía de compactación usada en la preparación de las muestras, etc.

- *Efecto de la Energía de compactación*

Miller, et al (2002), presenta una serie de curvas de retención obtenidas a diferentes energías de compactación (reducida, estándar, y modificada) para un suelo tipo CH. Los resultados muestran que el efecto de la energía de compactación es menos marcado para el caso de la estándar y de la modificada; pero para la energía reducida (15 golpes, tres capas), la curva está muy por debajo de las otras dos curvas (figura. 2.3), lo cual se puede explicar por la diferencia en la porosidad de la muestra.

Los suelos compactados con altas energías de compactación tienen pequeños poros. Para el mismo contenido de agua, la succión en los poros aumenta con la disminución de tamaños de poro, lo que lleva a los esfuerzos de mayor compactación estar por encima de los esfuerzos de menor compactación.

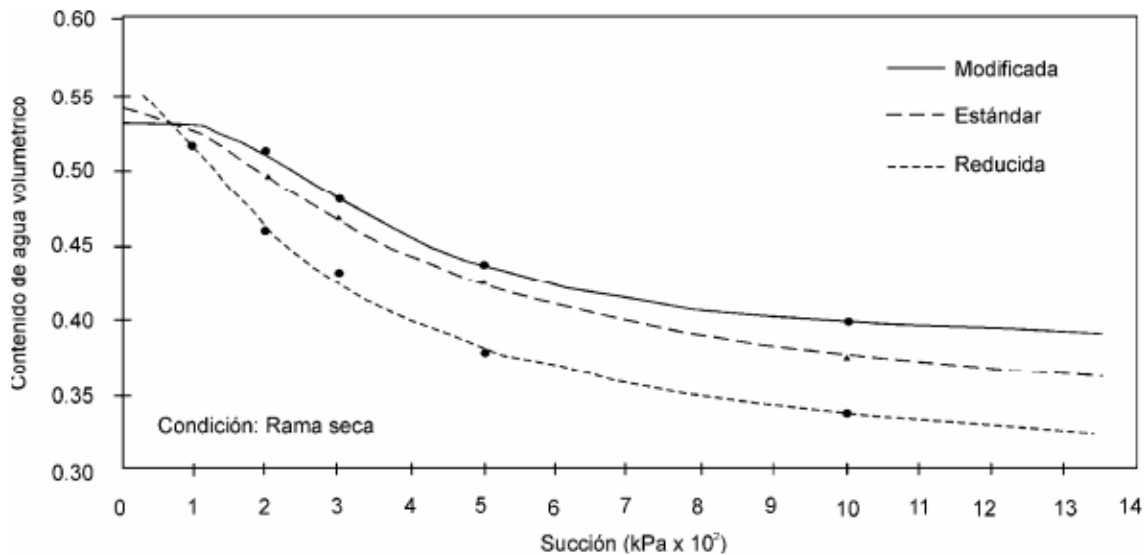


Figura 2.3 Efecto de la energía de compactación en la curva característica (Miller, et al. 2002). Suelo CH, tipo 3.

- *Efecto de la Densidad de las muestras*

Yang, et al (2004), demostró el efecto de la densidad mediante la realización de una prueba sobre en una arena arcillosa con una densidad en seca mayor ($\rho_d = 1,70 \text{ Mg/m}^3$ y una de densidad menor de $1,70 \text{ Mg/m}^3$), los resultados se muestran en la figura. 2.4. Se observan las diferencias entre los valores de entrada de aire, para una alta porosidad le corresponden bajos valores de entrada de aire y viceversa.

Lo anterior sugiere que para un valor de succión matricial mayor al valor de entrada de aire y para un mismo valor de succión, el suelo con más densidad o menor relación de vacíos puede mantener más agua a medida que el valor de la succión matricial se incrementa por encima de un cierto umbral.

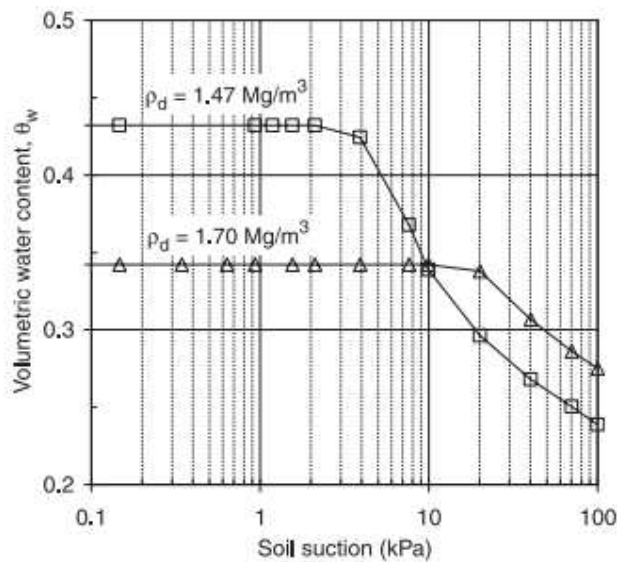


Figura 2.4 Curvas características del suelo-agua para la arena arcillosa bajo diferentes densidades secas. Efecto de la densidad en la curva característica. (Yang et al., (2004))

- *Tipo de Compactación*

El tipo de compactación utilizado da como resultado diferencias en la estructura, por tanto, la curva característica también se verá afectada como lo muestra la figura 2.5. Los resultados señalan que al compactar en condiciones estáticas, la curva característica presentará contenidos de agua ligeramente mayores que si se compacta en forma dinámica.

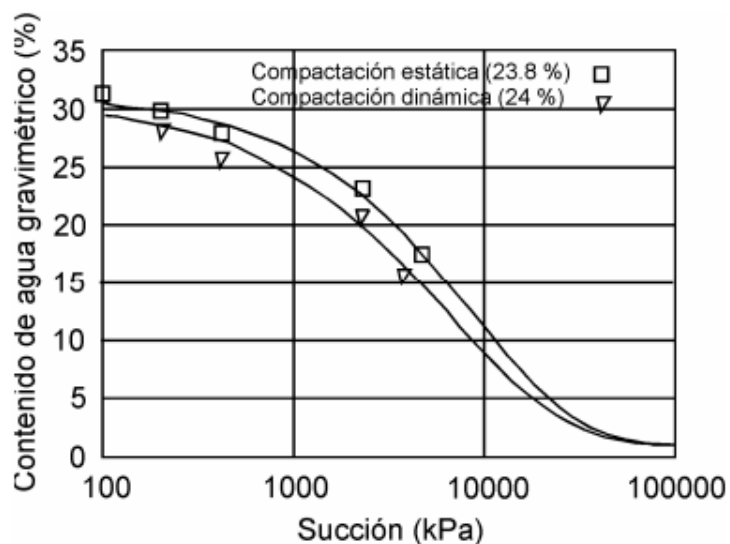


Figura 2.5 Efecto del tipo de compactación en la relación succión contra contenido de agua gravimétrico. García, N. (2008)

- Efecto del contenido de agua de compactación

La variación en el contenido de agua de compactación produjo cambios insignificantes en la curva de retención resultante, como se muestra en la figura. 2.6, donde se presentan las curvas características para dos muestras compactadas con igual energía, pero a diferentes contenidos de agua iniciales (contenido de agua en la rama seca, línea punteada y húmeda, la línea continua). Para las energías de compactación tanto modificada y estándar, las curvas relativamente coinciden mientras que para la energía reducida de la humedad óptima está ligeramente por encima de la seca de la curva óptima, Miller, et al (2002).

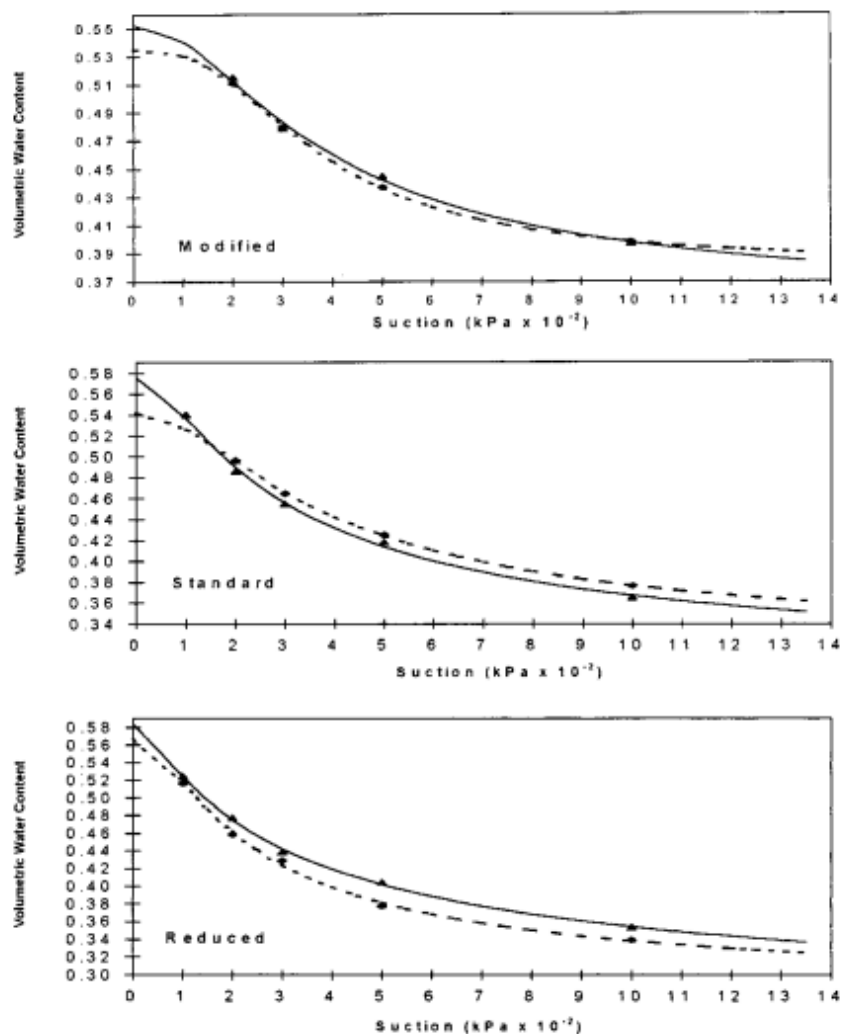


Figura 2.6 La variación en el comportamiento de la curva de retención del agua del suelo debido al contenido de agua de compactación. (Miller, et al (2002)).

2.4 COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL DE LOS SUELOS COMPACTADOS

Son de gran importancia las deformaciones que pueden ocurrir en los suelos o en las estructuras apoyadas sobre ellos, cuando son causadas debido a cambios de humedad, ya sea por efectos naturales o causadas por el hombre.

En relación a estos cambios de humedad, se han observado cambios de volumen del suelo muy diferentes cuando se comparan resultados de ensayos sobre muestras compactadas del lado seco y húmedo del óptimo de compactación. Muestras compactadas del lado seco presentan comportamientos de colapso al ser saturadas, asociados a una estructura inicial muy abierta o de hinchamiento si inicialmente presentan una estructura muy compacta. Por otra parte, en el mismo tipo de ensayo se han observado que las muestras compactadas del lado húmedo prácticamente no muestran cambios de volumen (Lawton *et al.*, 1989).

Esta diferencia de comportamiento mecánico en suelos compactados, según los cambios en las humedades de compactación, puede explicarse también teniendo en cuenta el efecto que la succión inicial tiene sobre la rigidez y resistencia al corte de los suelos parcialmente saturados. Así, una succión alta puede mantener estable una estructura abierta que colapsa cuando la succión se reduce, y los pequeños cambios de succión experimentados cuando se satura un suelo compactado por el lado húmedo conducen a pequeños cambios de volumen. (Barrera, M. y Gens, A. (2010))

2.4.1 Fenómeno de colapso

El colapso es uno de los fenómenos más característicos de los suelos parcialmente saturados sobre todo en aquellos que poseen una estructura abierta (macro-porosa). Las partículas menores inicialmente se encuentran en equilibrio por medio de la tensión capilar pero al aumentar el grado de saturación por cambios ambientales o de otro tipo, provoca la destrucción de las fuerzas estabilizadoras, disminuyendo la resistencia del suelo lo que induce el reacomodo de las partículas obligándolas a ocupar los poros de aire lo que produce reducciones volumétricas irreversibles sin que varíe la carga aplicada.

Ensayos de laboratorio pueden ser realizados con la finalidad de identificar y medir el grado de colapsabilidad de los suelos. Los ensayos incluyen ensayos químicos, difracción de rayo X y microscopio electrónico, estos últimos especialmente destinados a identificar y evaluar la estructura de los suelos, pero también están los que permiten una previsión de la deformación resultante del colapso de la estructura del suelo, así como, parámetros cualitativos del grado del colapso estos son los ensayos realizados en edómetros.

2.4.2 Fenómeno de hinchamiento

Determinados suelos denominados “expansivos” sufren fenómenos de hinchamiento de magnitud considerable al aumentar su humedad. Aunque en general expansión es cualquier disminución de deformación volumétrica, en este caso se refiere explícitamente al aumento de volumen provocado en el proceso de humedecimiento manteniendo constante el esfuerzo exterior.

En general, el hinchamiento se asocia a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, lo que es contrario a lo normal en procesos de colapso. Generalmente suelos no saturados que contienen minerales arcillosos como la illita, y la montmorillonita tienen tendencia a hinchar cuando se ponen en contacto con el agua.

Según literatura Barrera, M. (2004) existen diversos factores que afectan la expansión resumidos en los siguientes:

- *Tipo de minerales, y cantidad de los mismos*: cuanto más expansivos sean los minerales presentes en el suelo, mayor será el hinchamiento que se producirá cuando el suelo se sature.
- *La densidad*: para el mismo suelo con la misma humedad inicial, el hinchamiento o expansión será mayor para densidades secas mayores.
- *Estado de esfuerzos*: la magnitud del hinchamiento o expansión será menor cuanto mayor es la presión aplicada al suelo pudiendo llegar a eliminar este potencial por completo.
- *Estructura del suelo*: según experimentos señalan que las estructuras floculadas tienen mayor tendencia a hinchar que las dispersas, sin embargo el colapso es mucho menor para las primeras.
- *Fluidos intersticiales*: la presencia de sales disueltas en el agua que ocupan los poros del suelo influye en los fenómenos de formación de la capa doble. Esto hace que se produzca una menor adsorción de cationes y, que el hinchamiento sea menor.
- *Humedad*: la humedad del suelo influye también en la magnitud del hinchamiento. Cuanto menor es la humedad mayor es la tendencia a hinchar.

Este potencial de hinchamiento puede ser encontrado por el análisis cuidadoso de varias pruebas. Por lo general, los suelos con tamaños de partículas que son menores de 0,002 mm y con un índice de plasticidad alto, se relacionan con un valor alto del potencial hinchamiento.

Es importante a destacar es que, independientemente de los efectos que añade la microestructura de un suelo, el estado de densidad, humedad (o succión) y tensión de confinamiento antes de la saturación final, tienen una influencia fundamental en el comportamiento volumétrico de los suelos compactados.

2.5 APLICACIÓN DE MODELOS PARA SUELOS COMPACTADOS

2.5.1 Aplicación del modelo elastoplástico para suelos no saturados: BBM

El modelo tiene por objetivo obtener la respuesta de los suelos parcialmente saturados (ligeramente o moderadamente expansivos como arenas, limos parcialmente saturados, arenas arcillosas, arcillas arenosas y arcillas de baja plasticidad), frente a cambios de succión y de carga a partir de ciertas condiciones iniciales (esto incluye el conocimiento de la historia de esfuerzos y succión presentes en el suelo).

El modelo de endurecimiento elastoplástico BBM toma en cuenta los cambios de rigidez del suelo inducidos por cambios de succión, y reproduce la respuesta irreversible del suelo contra los cambios de tensión y succión, proporciona las condiciones para colapsabilidad, y relaciona la cantidad de colapso a los cambios de rigidez del suelo inducidos por cambios en succión, Alonso *et al.* (1990). Uno de los parámetros que juega un papel muy importante en la aplicación del modelo BBM, es el valor de la presión de preconsolidación, P_o^* , ya que marca el punto donde las deformaciones volumétricas en una trayectoria de compresión isótropa en condiciones saturadas se vuelven irreversibles. Definiendo así el tamaño de la superficie de fluencia.

2.5.2 Parámetros del Modelo y su determinación

La aplicación del modelo requiere información en los siguientes estados de tensiones y parámetros:

- (a) Estado inicial: tensiones iniciales (p_i, q_i, s_i). volumen inicial específico V_o y las variables de referencia de tensión inicial (parámetros de endurecimiento por deformación) que define la posición inicial de las superficies de fluencia (p_{oi}^*, s_{oi}).
- (b) Parámetros asociados directamente a la LC curva de fluencia (tensiones isotrópicas): Tensión referencia p^c ; $\lambda(0)$, coeficiente de compresibilidad del estado saturado a lo largo de virgen carga; κ , coeficiente de compresibilidad a lo largo trayectorias de tensiones elástica (descarga-recarga), r , establece el valor mínimo del coeficiente de compresibilidad (Estado virgen) para valores altos de succión; β controla la tasa de aumento en rigidez (Estado virgen) con la succión.
- (c) Los parámetros directamente relacionados con los cambios en la succión y la curva de fluencia SI: λ_s , coeficiente de compresibilidad para incrementos de succión a través del estado virgen; κ_s , coeficiente de compresibilidad para los cambios en succión dentro la región elástica.

(d) Los parámetros directamente asociados con la tensión y deformación de corte: G , M y k .

En un proceso de carga isotrópica a succión constante (s) en un suelo normalmente consolidado ($p=p_o$, tensión de fluencia), el volumen específico, (v), estará dado por:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c} ; d\varepsilon v = \frac{\lambda(s) dp_o}{v p_o} \quad (2)$$

Donde

P^c es una presión de referencia para la cual el volumen específico es igual a $N(s)$.

$\lambda(s)$ se considera dependiente de la succión de manera que al aumentar ésta, el suelo se comporta con mayor rigidez siguiendo la ley:

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1 - r) \exp(-\beta s) + r] \quad (3)$$

En descarga y recarga a succión constante, el comportamiento del suelo (considerado elástico) se obtiene a través del parámetro κ .

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} ; d\varepsilon^e v = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa dp}{p} \quad (4)$$

La región del plano (p , s) donde el comportamiento del suelo es elástico frente a cambios de succión y de tensión está limitada por una superficie de fluencia LC definida por:

$$\left[\frac{p_o(s)}{p^c} \right] = \left[\frac{p_o^*}{p^c} \right]^{[\lambda(0)-\kappa]/[\lambda(s)-\kappa]} \quad (5)$$

El tamaño de la superficie de fluencia está fijado por el parámetro p_o^* que es la presión de preconsolidación equivalente para carga isotrópica en estado saturado. Este tamaño se relaciona con la deformación volumétrica plástica a través de la siguiente ley de rigidización:

$$\frac{dP_o^*}{P_o^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon v^p \quad (6)$$

Con el fin de obtener una sola curva de fluencia es necesario especificar la presión de preconsolidación para condiciones de saturación (p_o^*) que puede considerarse como el parámetro de endurecimiento en la Ecuación (6). Esta ecuación juega un papel central en el modelo BBM y explica los fenómenos de colapso observado en humedecimiento. Por esta razón, las curvas de fluencia (6) son nombradas curvas LC (después de la carga del colapso). También es necesario tener en cuenta que cuando se $p_o^*=p^c$ la curva LC se convierte en una línea recta ($p_o=p^c$). En este caso, los cambios en, s no dan lugar a deformaciones plásticas si no elásticas. Ver Figura 2.7.

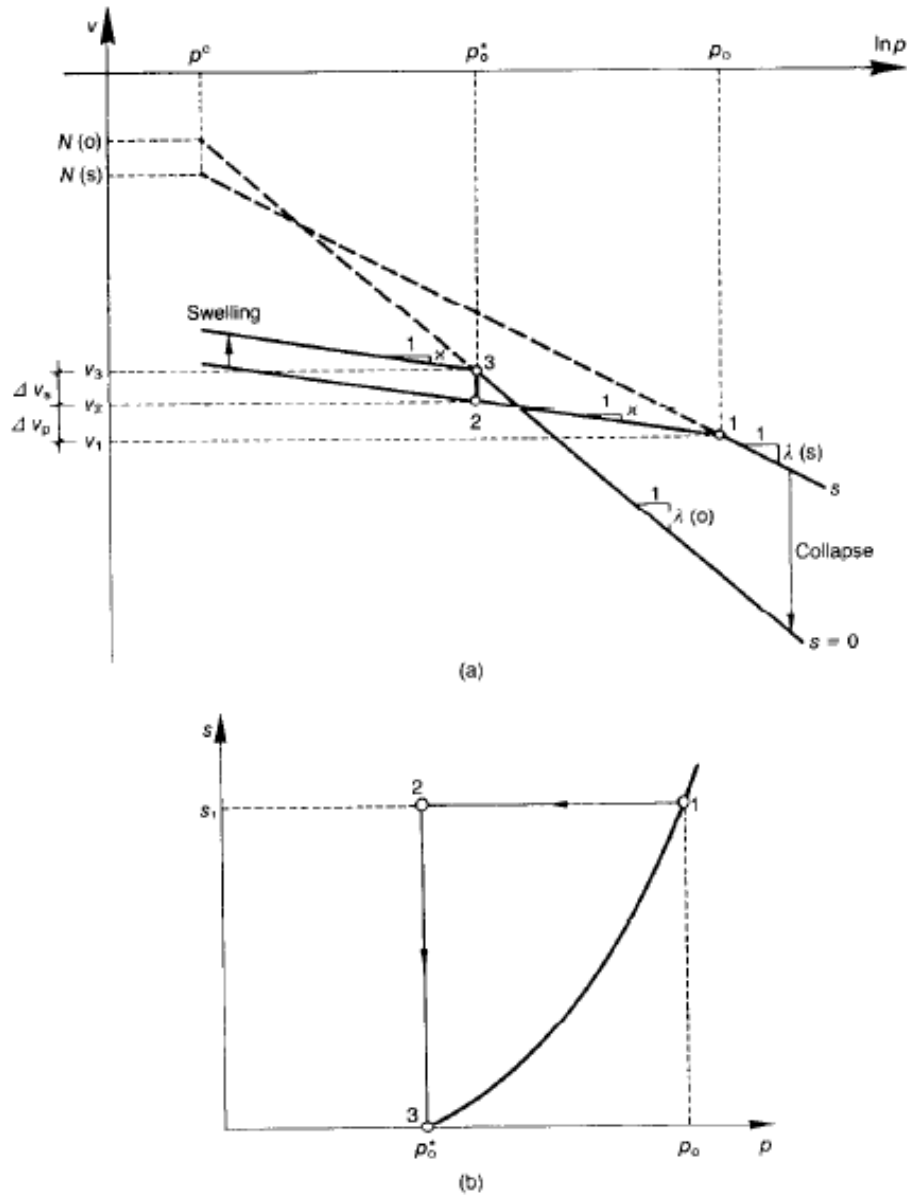


Figura 2.7 Relación entre la presión de preconsolidación p_o^* y p_o : (a) curvas de compresión para suelo saturado y no saturado, (b) trayectoria de tensiones y superficie de fluencia en espacio de tensiones (p, s) . (Alonso et al. 1990).

2.6 INFLUENCIA DEL PROCEDIMIENTO DE COMPACTACIÓN EN EL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LOS SUELOS COMPACTADOS.

Ya hemos visto en los apartados anteriores como la humedad de compactación y la energía de compactación tienen gran influencia en el desarrollo de la estructura interna de un suelo compactado, esta influencia se refleja también en su posterior comportamiento mecánico.

Los cambios de deformación volumétrica (colapso e hinchamiento) y la respuesta del suelo frente a cargas externas (incluyendo su comportamiento a compresión y deformación de corte), son aspectos del comportamiento mecánico que se encuentran muy afectados por las variables de la compactación.

En general, cualquier otro aspecto del comportamiento mecánico que no puede ser explicado por la variación de las variables del estado inicial, comúnmente es atribuido a la diferente estructura interna desarrollada en el suelo cuando el procedimiento de compactación es variado. Esta influencia del estado inicial del suelo creado por la compactación, es consistente con los resultados de Charles & Watts en 1996 citados por (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000), investigaciones realizadas en campo con ensayos ejecutados a gran escala. Por ejemplo si se consideran dos casos:

- Caso a) dos muestras A y B preparadas con succión inicial diferente, (compactando a diferentes contenidos de humedad inicial), pero con la curva de fluencia para las dos muestras en la misma ubicación inicial LC_0 (correspondiente a similares valores de índice de poros, e producidos por la compactación). Ver figura 2.7(a).
- Caso b) dos muestras C y D preparadas con la misma succión inicial, pero con la curva de fluencia en diferentes posiciones iniciales, LC_C y LC_D , respectivamente. (por medio de compactación a diferentes niveles de energías, mayores para la muestra D). Ver figura 2.7 (b).

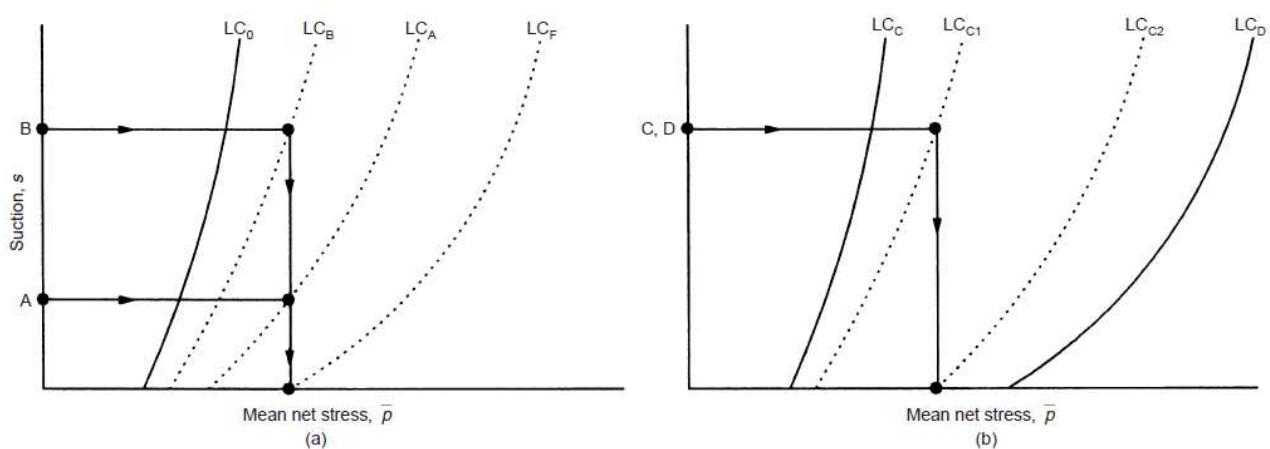


Figura 2.8 Influencia de (a) de succión inicial y (b) la ubicación inicial de la curva de fluencia LC en el comportamiento posterior durante la carga isotrópica y humedecimiento. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

Para el caso a) de la figura 2.8(a). Se pueden observar ventajas y desventajas en este par de muestras creadas con estas condiciones iniciales de compactación. Las desventajas son: en primer lugar se observa en la muestra A (con mayor contenido de humedad), que en la carga posterior a succión constante las deformaciones plásticas comienzan antes para la muestra A que para la muestra B, por la inclinación de la curva de fluencia LC_0 . Además una segunda desventaja, la resistencia no drenada en la condición compactada es menor para la muestra A, debido a la reducción de la componente de la resistencia atribuible a la succión.

Las ventajas son: en primer lugar si se compacta a un contenido de humedad inicial mayor (muestra A) y posteriormente se humedece a un valor bajo de p , de tal manera que la trayectoria de la tensión de humedecimiento permanece dentro de la ubicación inicial de la curva de rendimiento LC_0 , la magnitud de la deformación de elástica inducida, será menor para la muestra A que para la muestra B, porque mojar a un suelo en estado casi saturado implica una reducción menor de succión. Y aún más importante, si el humedecimiento se produce en un valor más alto de p , de tal manera que la curva de fluencia ya ha sido expandida antes del humedecimiento (a las posiciones mostradas por las curvas de puntos LC_A y LC_B para las muestras A y B, respectivamente), como consecuencia, la magnitud del colapso inducido será mucho menor para la muestra A que para la muestra B, debido a la expansión de la curva de fluencia durante el humedecimiento, a la LC_F posición final es más pequeño de la muestra A.

Para el caso b) de la figura 2.8 (b). Para las muestras compactadas a la misma succión inicial, pero con la curva de fluencia del LC_D , para la muestra D ampliada a un grado mucho mayor que la curva de fluencia LC_C , para la muestra C. Las ventajas de una mayor energía de compactación son evidentes de inmediato. No solamente con la línea de fluencia de la muestra D, a altas presiones durante la carga posterior a succión constante, sino también para una amplia gama de la carga aplicada, es posible eliminar la aparición la deformación de colapso inducida por el humedecimiento, que se observa para la muestra C (tal como la curva de fluencia se expande durante el humedecimiento de la posición LC_{C1} a la posición LC_{C2}).

Es muy importante tomar en cuenta que los cambios en el comportamiento mecánico del suelo atribuidos a la diferente estructura interna creada en el suelo, puede indicar que un suelo producido por medio de diferentes procedimientos de compactación podría actuar como un material completamente diferente. Esto implicaría que algunas de las constantes consideradas en el modelo elastoplástico podrían tomar diferentes valores dependiendo del proceso de compactación. Con la posible consecuencia que la forma de la línea de fluencia LC , podría variar con el procedimiento de compactación. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

Algunos autores inicialmente coincidieron en que la influencia del proceso de compactación en el posterior comportamiento del suelo, podía explicarse totalmente sobre las bases del estado inicial del suelo. Sin embargo trabajos posteriores han sugerido que el valor de v , alcanzado durante la compactación también afecta los parámetros del modelo tales como $\lambda(s)$ y $\kappa(s)$. Y además que la influencia del contenido de humedad de compactación del suelo en las deformaciones volumétricas observadas durante humedecimientos posteriores no pueden ser explicados por completo por la variación del estado inicial.

Sivakumar y Wheeler (2010) reportaron resultados de una serie de ensayos triaxiales con control de succión sobre muestras compactadas de caolín altamente refinado, con el objetivo de investigar la influencia de la variación del proceso de compactación. Se prepararon 4 series de muestras triaxiales (50 mm de diámetro, 100 mm de altura), cada muestra se compactó en nueve capas, a fin de evitar variaciones significativas en la densidad por encima de la altura de la muestra y según las condiciones iniciales especificadas en la tabla 2.1.

Test series	Compaction water content: (%)	Static or dynamic compaction	Static compaction pressure: (kPa)	Specific volume, v	Degree of saturation, S_r : %
1	25	Static	400	2.201 ± 0.015	53.8 ± 1.3
2	25	Static	800	1.976 ± 0.009	68.1 ± 0.8
3	25	Dynamic	–	2.190 ± 0.009	54.6 ± 0.7
4	28.5	Static	500	1.954 ± 0.009	79.8 ± 0.9

Tabla 2.1 Métodos de compactación y resultado de estados iniciales. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

Las muestras de la serie 1 provienen de un trabajo anterior (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (1995)). Las cuales fueron compactadas estáticamente a un contenido de humedad del 25%. La intención en las otras series de pruebas fue investigar la influencia de la presión de compactación, el método de compactación (estática o dinámica) y contenido de humedad de compactación.

En la serie 2, que consiste en 12 muestras, el procedimiento de compactación fue el mismo que en la serie 1, excepto que se empleó una mayor presión de compactación estática de 800 kPa, lo que resulta en una densidad seca superior. Seis muestras fueron compactadas dinámicamente en la serie 3, con un contenido de humedad de 25%. Cada capa se compactó con nueve golpes de una masa de 175 g que cae a través de una altura de 300 mm. Este procedimiento fue aplicado para dar aproximadamente la misma densidad en seca como en el procedimiento de compactación estática utilizado en serie 1. Y finalmente la serie 4, que consta de seis muestras, compactadas estáticamente en un contenido de humedad de 28.5% (cerca de la óptima del Proctor estándar. La presión total vertical aplicada en serie 4 fue de 500 kPa (aplicada para dar una densidad en seca similar a la conseguida en serie 2. Véase la Fig.2.9.

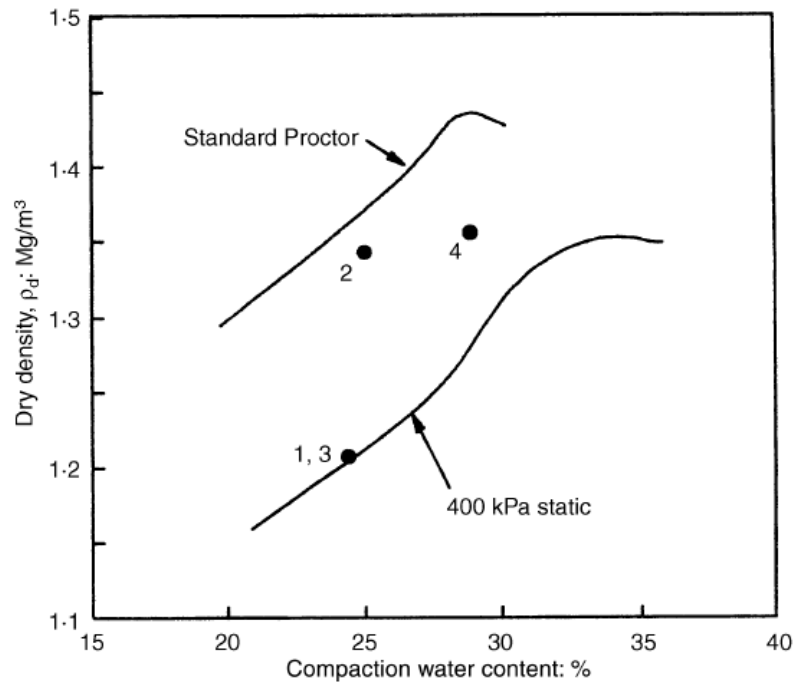


Figura 2.9. Detalles del procedimiento de compactación para las series 1-4 y las curvas de la compactación Proctor estándar y la compactación estática a 400kPa. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

Todas las muestras fueron ensayadas bajo el principio de traslación de ejes. La primera fase en cada muestra consistió en un etapa de humedecimiento donde el valor de la succión fue reducida en un solo paso a los valores de 0, 100 o 300 kPa. Para los valores de succión final de 100 y 300 kPa fueron aplicados bajo tensión media neta de 50kPa y para las muestras con succión igual a 0 kPa, esta etapa se llevo a cabo bajo tensiones netas de 32.5kPa (serie 1) y 42.5 kPa (series 2,3 y4).

La segunda fase de los ensayos consistió en consolidación isótropa a succión constante de 0, 100 o 300 kPa, para valores tensión media neta de 100 a 300 kPa logrados a través del aumento de presión de cámara a una velocidad de 0.6kPa/h, mientras se mantiene u_w y u_a constante. Después de la consolidación las muestras fueron sometidas a una última etapa de corte.

2.6.1 Evaluación de los resultados de la primera etapa: humedecimiento a succión constante (efecto de la humedad de compactación en el comportamiento mecánico).

Los resultados de la primera etapa muestran que para la serie 1 de la figura 2.10, todas las muestras en general experimentan un pequeño hinchamiento (v incrementa ~ 0.02), sin embargo para las muestras con succiones finales de 100 kPa este pequeño hinchamiento es seguido de un colapso (el valor de v se reduce ~ 0.01), y para las muestras con succión final de cero, este posterior colapso es mucho mayor (v se reduce ~ 0.08), para las muestras a succión final de 300kPa no se observa ningún colapso.

En contraste para las muestras de la serie 2 (muestras compactadas a la mayor presión) no se observan deformación de colapso para ninguna de las succiones finales y la magnitud del hinchamiento es muy pequeña para la succión más alta de 300 kPa y un poco mayor para la succión de 0 y 100 kPa.

Si observamos el comportamiento de la serie 3 (muestras compactadas dinámicamente), su comportamiento es muy similar a la serie 1, la única pequeña diferencia entre ambas series, es que para las muestras llevadas a una succión final de cero, la deformación de colapso fue un poco más grande para la serie 3 y fue precedido por menos hinchamiento. Sin embargo, esto es atribuible al hecho de que la etapa de humedecimiento se llevó a cabo a un valor promedio de p 42.5 kPa en serie 3 y 32.5 kPa en serie 1 (puntos D y C, respectivamente, en la figura. 2.10.). El paso de la compactación estática (serie 1) a la compactación dinámica (serie 3) por lo tanto, parece haber tenido poco o ningún efecto sobre la localización de la curva de fluencia LC producida por compactación.

En las muestras de la serie 4 humedecer hasta llegar a succiones de 100 y cero, refleja muy poco hinchamiento y ningún colapso. Una reducción de volumen ocurre en la muestra con succión de 300 kPa, esto se atribuye a la contracción de secado en lugar de colapso. Esto es consistente con la pequeña reducción en el volumen de agua durante la etapa, debido a la succión inicial mucho menor al compactar a la humedad inicial de 28.5%.

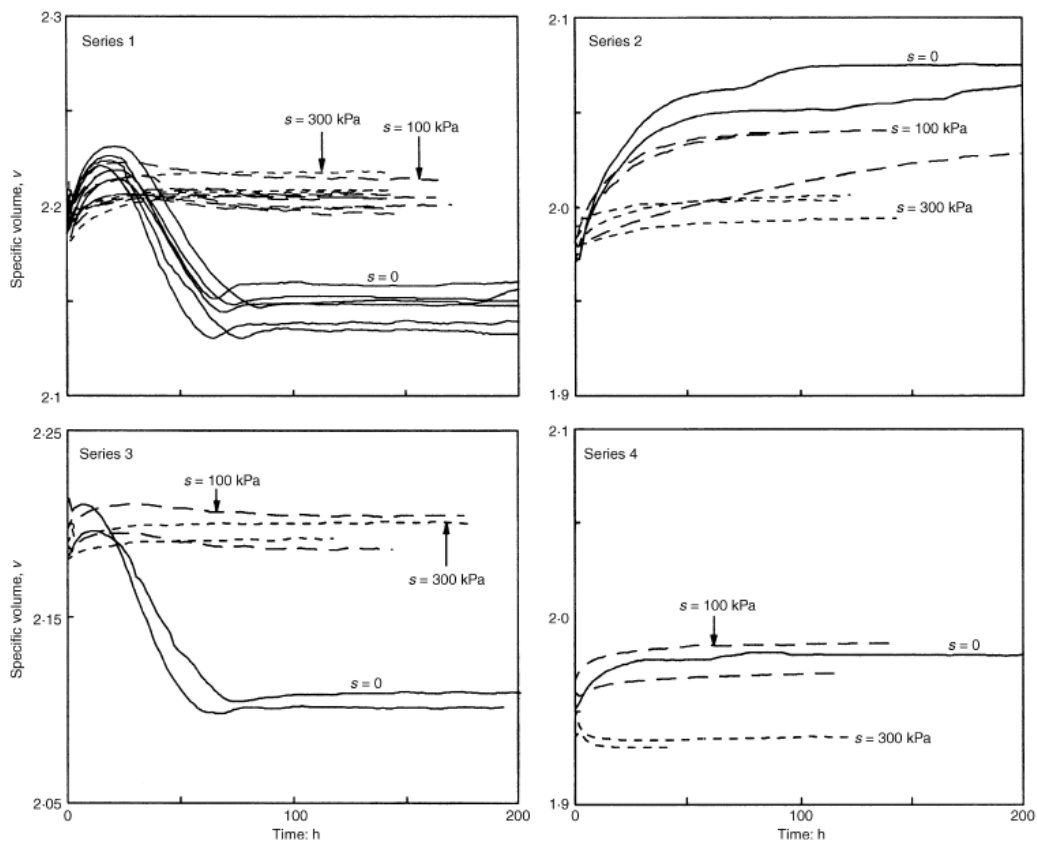


Figura 2.10. Variación del volumen específico v , durante la etapa de humedecimiento. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

El patrón de comportamiento para las curvas de fluencia en los resultados de las series que se muestran en la figura 2.10 sugiere que la localización de la curva de fluencia para cada serie obedece los siguientes puntos: LC₁ (serie 1) puntos A, B y C, LC₂ (serie 2) puntos A, B y D, LC₃ (serie 3) puntos A, B y D y LC₄ (serie 4) puntos A, B y D. Se observa claramente que los estados más densos series 2 y 4 dieron lugar a una mayor expansión de la curva de fluencia, que en la serie 1 y serie 3. Ver figura 2.11.

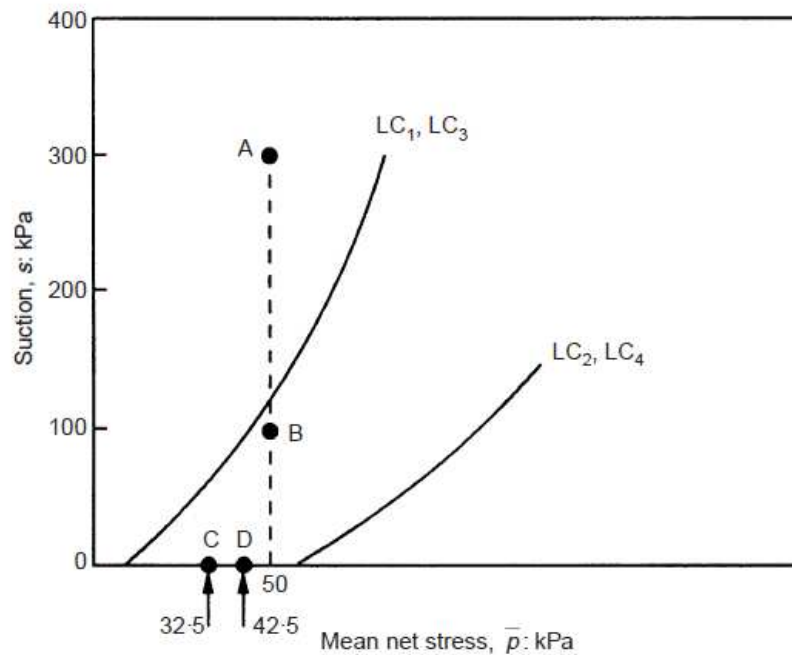


Figura 2.11. Ubicación inicial aproximada de la Curva de fluencia LC, obtenida de los resultados de la etapa de humedecimiento para cada una de las series de ensayos. Los puntos A, B, C y D representan las succiones finales en los ensayos. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

2.6.2 Evaluación de los resultados de la segunda etapa: compresión isotrópica a succión constante (efecto de la presión de compactación en el comportamiento mecánico)

En las figuras. 2.12 a la 2.14 el comportamiento de la compresión isotrópica observado en las series se compara. Con el propósito de establecer con claridad el comportamiento de las curvas se muestra solamente una curva típica experimental para cada valor de la succión en cada serie de ensayos.

En la figura. 2.12 se muestra el comportamiento de la compresión isotrópica observado en serie 2 y se compara con la observada en la serie 1. Se observa claramente que los valores de la tensión de fluencia (valor de la presión de preconsolidación), para succiones de 100 y 300 kPa, en serie 2 son más altos que los valores correspondientes en serie 1, lo que confirma que la mayor presión de compactación empleada en serie 2 ha dado como resultado la expansión adicional de la curva LC.

Este comportamiento no es evidente en la succión a cero, debido a la compresión colapso inducida durante la etapa de humedecimiento de estas pruebas en la serie 1, que correspondió a una expansión considerable de la curva de LC. Por otra parte, sin embargo, esta expansión de la LC para las succiones de cero y 100 kPa muestra que las líneas de compresión normales de serie 2 se encuentran por debajo de las correspondientes líneas de compresión normales de la serie 1, lo cual también puede ser explicado por la diferencias de la presión de compactación que parece afectar a algunas de las constantes del suelo en el modelo constitutivo, lo que resulta en un material diferente.

Aunque las líneas de las dos series parecen tener una tendencia a converger a valores altos de p . Los resultados son menos concluyentes en el punto a la succión de 300 kPa, debido a que las pruebas de la serie 2 no se siguieron los valores suficientemente altos de p para identificar correctamente las líneas de compresión normal.

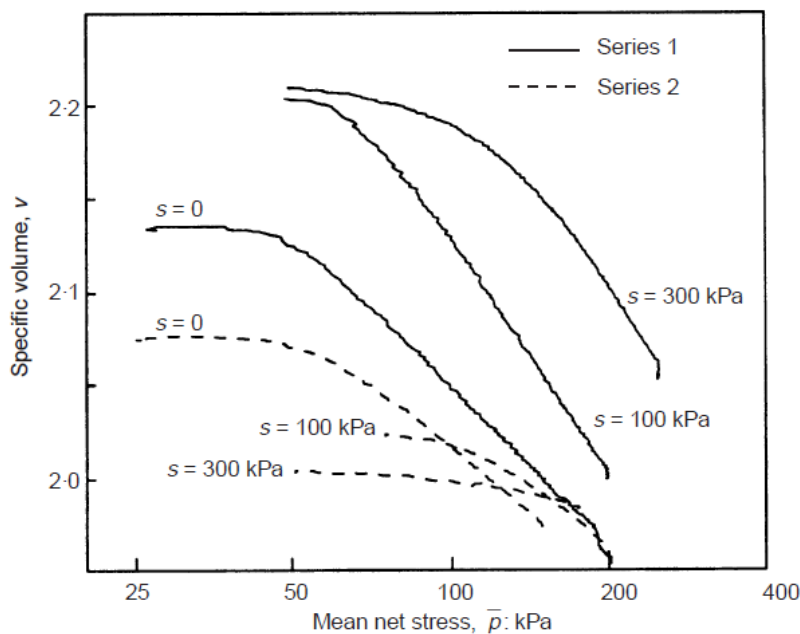


Figura 2.12. Influencia de la presión de compactación en el comportamiento bajo compresión isotrópica. Comparación de los resultados entre la serie 1 y serie 2. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

En la figura. 2.13 se muestra el comportamiento de la compresión isotrópica observado en serie 1(compactación estática) y se compara con la observada en la serie 3(compactación dinámica). Los resultados parecen demostrar que para estas condiciones y tipo suelo, el cambio del procedimiento de compactación tiene muy pequeños efectos en el comportamiento del suelo.

La única diferencia aparente de está a succión cero, donde la tensión de fluencia (presión de preconsolidación) es más alta en serie 3 que en la serie 1, pero esto es atribuible al hecho de que el valor de tensión media neta durante la etapa de humedecimiento fue mayor en los serie 3 (punto D) que en la serie 1 (punto C), por lo que la expansión de la curva de la LC durante el colapso inducido por el humedecimiento fue mayor en serie 3. (Ver figura 2.11)

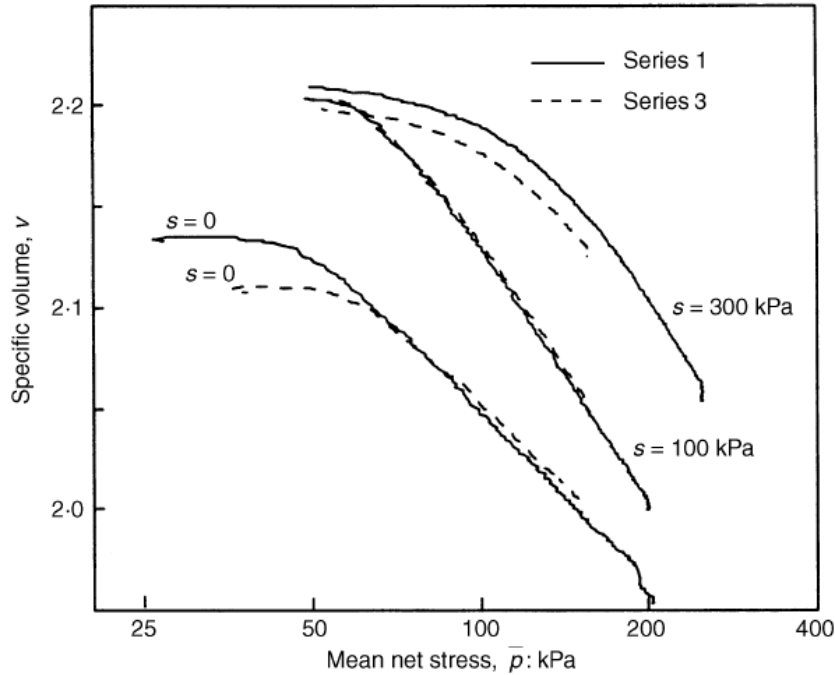


Figura 2.13. Influencia de la presión de compactación en el comportamiento bajo compresión isotrópica. Comparación de los resultados entre la serie 1 y serie 3. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

La figura 2.14 muestra una comparación de los resultados de la serie 4 con los resultados correspondientes de la serie 2. Esta es la comparación más apropiada para hacer, debido a que las muestras en serie 2 y la serie 4 se prepararon a aproximadamente la misma densidad en seca. (Ver la Figura. 2.9).

Los valores de v , que se muestran en la figura 2.14 difieren entre las series 2 y 4 básicamente en todos los valores de succión. En particular, los datos de la tensión de fluencia en succión cero, definiendo la línea de compresión normal en estado saturado, mostrando valores mucho más bajos de v en serie 4 que en la serie 2. Esto indica que la compactación a un mayor contenido de humedad en la serie 4 afectada algunas de las constantes del suelo en el modelo constitutivo, lo que resulta efectivamente en un material diferente.

Las diferencias que se observan en los resultados de la serie 4 y la serie 2 son predominantemente debido al cambio en el contenido de humedad de compactación, en lugar de la pequeña diferencia en v alcanzado por los dos métodos de compactación porque, una diferencia mucho mayor en el volumen específico inducido por la compactación tuvo un efecto menor entre la serie 1 y la serie 2.

También se consideró la posibilidad de que algunas de las diferencias observadas entre las series 4 y la serie 2 pueden ser atribuibles a los cambios de la estructura interna del suelo inducida por la compactación, derivada simplemente a partir del cambio la humedad de compactación. La figura 2.13 muestra que la tensión de fluencia a succión cero en la serie 4 es similar a la de la serie 2. Mientras que para succiones de 100 y 300 kPa en la serie 4, es difícil identificar, debido a que los niveles de tensión aplicados no eran suficientemente altos. Esto indica que la compactación a un estado relativamente denso en la serie 4 tiene, como en la serie 2, una la expansión adicional de la curva LC en comparación con las muestras menos densas en las serie 1 y 3.

Esta figura 2.13 parece indicar que la tensión de fluencia a succión cero es similar para la serie 2 y la serie 4, y la tensión de fluencia a una succión de 100 kPa en la serie 4 se considera tan alta o más que la tensión de fluencia correspondiente en serie 2, la inclinación en la serie 4 es al menos tan grande como en la serie 2. Estos datos experimentales por tanto, no apoyan la propuesta inicial de Alonso et al. (1987), donde la curva LC, se inclinan menos para muestras compactadas a un mayor contenido de agua.

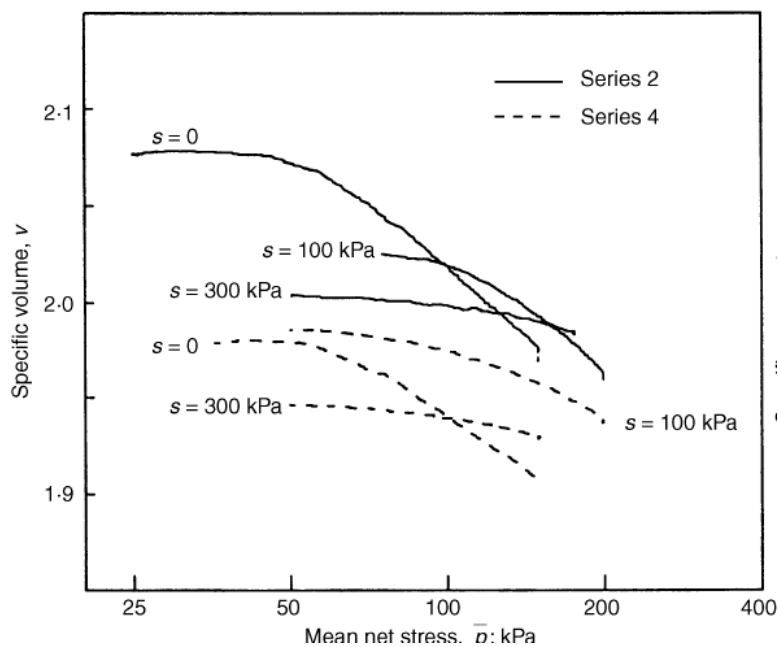


Figura 2.14. Influencia de la presión de compactación en el comportamiento bajo compresión isotrópica. Comparación de los resultados entre la serie 2 y serie 4. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

2.6.3. Implicaciones del modelo constitutivo

Sivakumar, & Wheeler (2000) analizaron sus resultados en el contexto de un marco elastoplástico de estado crítico para suelo no saturado, para ver cuales efectos en el cambio del procedimiento de compactación se pueden explicar y modelar simplemente por la variación en el estado inicial de compactación del suelo y cuales efectos podrían ser representados sólo teniendo en cuenta que los suelos producidos por diferentes procedimientos de compactación actúan fundamentalmente como diferentes materiales.

Se encontró que la presión de compactación influyó en el estado inicial del suelo (mediante el control de la ubicación inicial de la curva LC). El contenido de humedad de compactación influyó en el estado inicial del suelo (mediante el control del valor inicial de la succión), teniendo también una influencia significativa en las posiciones de las líneas de compresión normales. Además se observó que, un cambio de compactación estática a la compactación dinámica no tuvo influencia significativa en el comportamiento de este suelo bajo los estados de tensiones isotrópicas.

Sivakumar, & Wheeler (2000) concluyen que si se hace uso de un modelo constitutivo elastoplástico, los resultados presentados en sus reportes sugieren que los efectos de los cambios en la presión de compactación o del contenido de humedad no pueden ser representados únicamente por los cambios en el estado inicial de compactación del suelo (representado por la ubicación inicial de la superficie de fluencia y la succión inicial). Además, los valores de los parámetros $N(s)$ y $\lambda(s)$, que definen las líneas de compresión normales para diferentes valores de succión, dependen de la presión de compactación y del contenido de humedad.

El aumento de la presión de compactación influye en la estructura interna de las muestras compactadas del lado seco del óptimo a través de la compresión de los macroporos y observándose una fuerte anisotropía inducida en la estructura interna debida a la compactación en una sola dimensión. En los modelos elastoplásticos existentes la compresión de los macroporos durante el aumento de la compactación debe ser representada simplemente por la expansión adicional de la superficie de fluencia. Pero para incorporar la anisotropía generada en la estructura se requiere un modelo constitutivo que añada el endurecimiento anisótropo es decir un modelo elastoplástico con un componente de endurecimiento rotacional, para poder representar la fuerte anisotropía en la estructura interna. Con un modelo así es posible representar los efectos del cambio en la presión de compactación únicamente producidos por la variación del estado inicial del suelo.

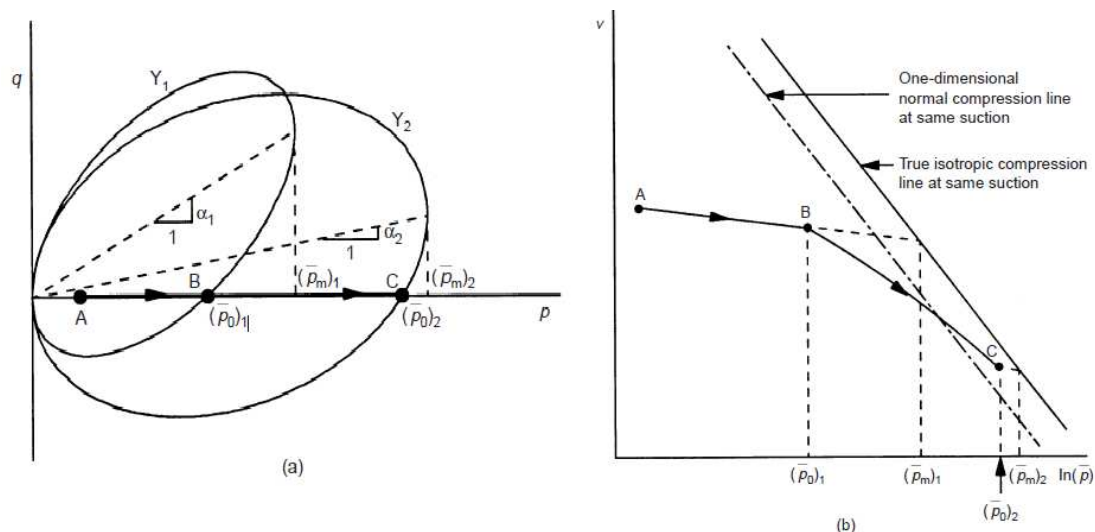


Figura 2.15. Modelo elastoplástico incorporando la componente rotacional del endurecimiento. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000))

En la figura 2.15(a) se representa una muestra que es comprimida isotrópicamente a succión constante a lo largo de la trayectoria ABC, con la línea de fluencia inicialmente inclinada en la posición Y_1 (correspondiente a la previa compactación en una sola dirección), la fluencia ocurre en el punto B a tensiones medias netas de $(p_0)_1$, pero al mismo tiempo puede ser comparada con la deformación volumétrica acumulada de una muestra con historia previa de carga solamente isotrópica cargada a mayores presiones $(p_m)_1$, con la misma succión inicial, en la figura 2.15(b) el punto B es considerado muy inferior a la línea verdadera de compresión isotrópica. Pero al cargar de B a C la línea de fluencia se expande y se rota (sentido del reloj) a una nueva posición Y_2 en el punto C a tensiones medias netas de $(p_0)_2$, la deformación plástica acumulada es igual a la muestra con la historia de tensiones a $(p_m)_2$. En el plano v : p el punto C sigue siendo inferior a la línea de compresión normal pero la diferencia se ha reducido debido influencia de la rotación de la línea de fluencia.

Si se compara la figura 2.16 con los resultados obtenidos para las series 1 y 2 de ensayos desarrollados por Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000) (figura 2.12), se observan similitudes muy claras en el comportamiento. La propuesta del modelo con la incorporación de la anisotropía parece ser capaz de modelar la influencia observada de la presión de compactación solamente en términos del estado inicial del suelo.

Así mismo los cambios del contenido de humedad tienen una influencia que parece ser más radical sobre la estructura interna que los que cambios en la presión de compactación. Estos efectos del contenido de humedad pueden incluir cambios de una estructura con una distribución de poros bimodal a otra unimodal. Ver apartado 2.2.

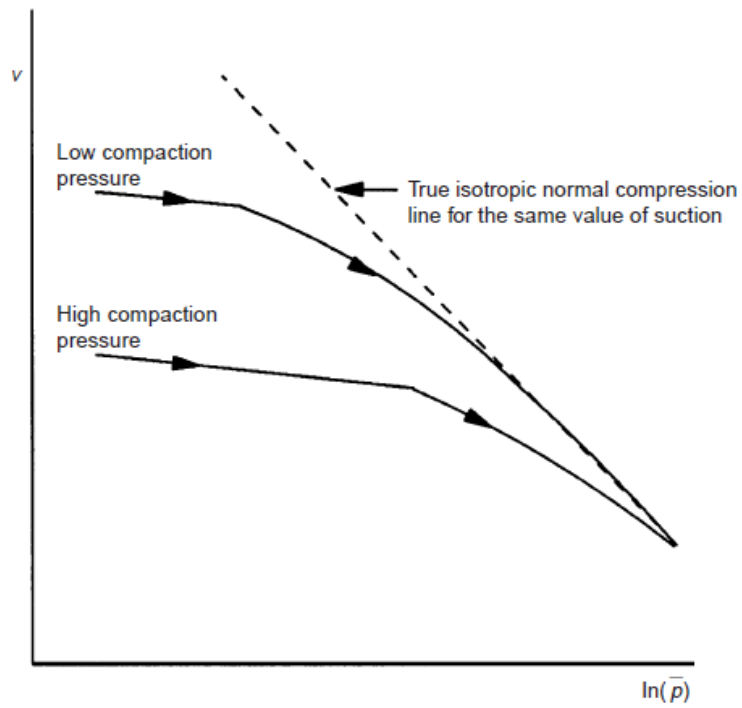


Figura 2.16. Influencia cualitativa de la presión de compactación en el comportamiento de la compresión isotrópica predicha por el modelo con la componente rotacional del endurecimiento. (Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000)).

Capítulo 3

METODOLOGÍA DE ESTUDIO

3.1 Descripción del Material utilizado

El material objeto de investigación es el denominado A-28 obtenido a través de muestras alteradas, recuperadas en bolsa provenientes del Terraplén experimental de Rouen, de 5.4m de altura construido durante el otoño de 2004, Gómez, R. (2009).

De acuerdo a los resultados obtenidos en estudios previos (Gómez, R. (2009)) de granulometría y límites de consistencia, podemos clasificar el material A-28, según el SUCS, como un ML: Limo de baja plasticidad. El resultado obtenido en la determinación de la densidad de las partículas sólidas fue de $\rho_s=2.66\text{Mg/m}^3$, con aproximadamente un 95% de proporción de finos, y 23% de proporción de partículas arcillosas ($<2\mu\text{m}$). Gómez, R. (2009).

3.2 Equipos utilizados

3.2.1 Tensiómetro

El tensiómetro permite medir la succión que tiene un suelo de acuerdo con su contenido de humedad (o grado de saturación). En el presente estudio se utilizó un tensiómetro UMS T5 portátil. En la Figura 3.1 se muestra una fotografía del tensiómetro y los accesorios de saturación. El T5 tensiómetro está hecho especialmente para mediciones puntuales en columnas de suelo. Con una superficie activa de sólo 0.5 cm^2 y un diámetro de 5 mm de la punta cerámica tiene la ventaja de la pequeña perturbación del suelo. Permite medir un rango de medida de la succión entre +100 kPa a -250 kPa, con una tolerancia de $\pm 0.5\text{ kPa}$.



Figura 3. 1. Tensiómetro T5.

3.2.2 Equipo Triaxial

Para la realización de los ensayos, se dispuso de un equipo triaxial GDS automático fabricado por la empresa GDS Instruments Ltd., acondicionado para ensayos sobre muestras en condiciones saturadas. En la Figura 3.2 Se muestra el equipo triaxial automático GDS Instruments Ltd. y sus componentes.

El equipo está compuesto por una caja que aloja el pistón de deformación vertical (axial), un sistema de control y adquisición de datos, dos pistones controladores de presión y volumen y una cámara triaxial. La deformación y fuerza axial se imponen mediante un pistón controlado por un motor paso a paso con una resolución de la medida almacenada en el archivo de resultados de $1\mu\text{m}$. La medida de la fuerza axial se realizó mediante una célula de carga de 2kN de capacidad y 0.002 kN de precisión, sumergible y situada en el interior de la cámara ($<0.05\%$ FS de histéresis y $<0.05\%$ FS de no linealidad).

Las tensiones de cámara y de cola están impuestas por la inyección de agua y se aplican mediante pistones automáticos (controladores de presión y volumen), los cuales son desplazados por un motor paso a paso, que permite el control de la presión con una resolución de 1kPa y el control del volumen de agua de hasta $0.5\text{mm}^3/\text{paso}$. La presión de cola (conectada al cabezal inferior) y la presión de cámara se miden con transductores incorporados internamente en el mismo controlador, mientras que la presión de poros (conectada al cabezal superior) se mide con un transductor de presión externo que opera en un rango de 0 a 2MPa. Todos los transductores de presión y desplazamiento, así como los pistones que suministran presión, son controlados por un programa de control y adquisición de datos desarrollado por la misma empresa, el cual se encuentra instalado en un computador. Con ello, el conjunto del equipo es capaz de controlar de forma automática las variaciones de tensión y/o deformación, según la trayectoria que se quiera seguir durante el ensayo.

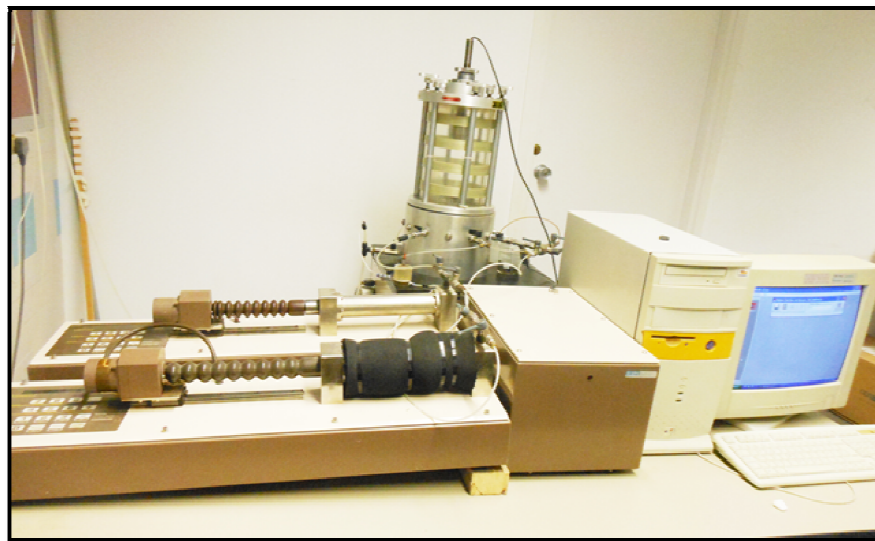


Figura 3.2 Equipo triaxial automático GDS Instruments Ltd.

3.3 Procedimiento de Compactación de Muestras

A fin de comprobar el efecto de la compactación dinámica del suelo en la presión de preconsolidación se elaboraron probetas con el material en estado suelto (alterado), siguiendo los procedimientos de los ensayos Proctor normal.

Inicialmente se fijó un primer nivel de energía 50% PN, que se refiere a la mitad de la energía de compactación del ensayo Proctor normal, luego se completaron los ensayos en tres diferentes niveles 25%, 50% y 100% del PN. Una vez definidas las energías de compactación y realizadas las curvas completas de Proctor para las mismas, se establecieron los rangos de humedades a realizar los ensayos de consolidación isotrópica.

En este estudio, se realizaron compactaciones con tres energías distintas: 25%, 50% y 100% del PN. Esta energía está regida por las siguientes variables:

- n, el número de capas a aplicar energía (3 capas)
- W, el peso de la maza (2,5 Kg)
- h, caída libre de la maza (30,5 cm)
- V, el volumen del molde cilíndrico (990 cm³)
- N el números de golpes aplicados en cada capa.

La fórmula para calcular la energía (kJ/m³) de compactación es la siguiente (7):

$$E = \frac{n \times N \times W \times h}{V} \quad (7)$$

3.3.1 Preparación del material

El suelo fue disgregado manualmente hasta conseguir una fracción pasante por el tamiz de abertura 1 mm (ASTM #18); luego el material fue terminado de secar al aire bajo las condiciones del laboratorio, antes de determinar su humedad higroscópica. Según estudio previo, si se deja secar al aire por 48 horas la humedad higroscópica correspondiente a este material es de $w_h \approx 2.6\%$. En varias de las muestras los periodos de tiempo de secado variaron y, así mismo, el valor de su humedad higroscópica.

3.3.2 Preparación de la Masa de suelo y agua

Para la preparación de la probeta es necesario determinar la masa de suelo seco y agua en función de la densidad seca, y del contenido de humedad (preestablecidos con anterioridad), utilizando la siguiente expresión (8):

$$M_{s+w} = V \cdot \rho_d (1 + w) \quad (8)$$

siendo M_{s+w} la masa de suelo y agua, ρ_d la densidad seca, V el volumen de la muestra y w el contenido de humedad. Para el cálculo del contenido de humedad w se tenía en cuenta la masa de agua higroscópica presente en el suelo dispuesto para la compactación.

Una vez determinadas las masas de suelo y agua necesarias, se procedía a la mezcla de los mismos hasta lograr una masa homogénea.

3.3.3 Compactación Dinámica

El ensayo consiste en compactar en un molde de volumen conocido muestras preparadas de suelo, con distintas humedades pero con la misma energía de compactación, deformando gradualmente la masa de suelo con el propósito de densificar el material, forzando a sus partículas a un contacto más íntimo entre sí, obligando al agua a ocupar los poros del suelo. Se registran las densidades secas y el contenido de humedad de cada molde.

Atendiendo a las normas:

- Proctor Normal: Propiedades de compactación a la energía del ensayo Proctor Normal ($\sim 596 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$) según la norma UNE 103-500/94.
- Proctor Modificado: Propiedades de compactación a la energía del ensayo Proctor Modificado ($\sim 2672 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$) según la norma UNE 103-501/94.

3.3.3.1 Equipo de compactación y material necesario

- Moldes metálicos cilíndricos con un collarín separable de aproximadamente 60 mm de altura que debe ser colocado durante las operaciones de apisonado. El conjunto molde-collarín está construido de modo de poder ser ajustado a una placa base (Figura 3.3) Las dimensiones del molde utilizado son: $102 \pm 0.4 \text{ mm}$ de diámetro interno y una altura de $122.4 \pm 0.1 \text{ mm}$, equivalente a un volumen de $1,000 \text{ cm}^3$.
- Pistón metálico de diámetro de $50 \pm 0.2 \text{ mm}$ y masa de $2.5 \text{ kg} \pm 0.01 \text{ kg}$, adaptada al interior de una guía tubular adecuada para que la altura de caída libre sea de $305 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$.
- Balanzas, una de 10 Kg de capacidad y precisión de 5grs; la otra de 1kg y precisión de 0.1 gr.
- Recipientes adecuados para determinar la humedad
- Horno de secado capaz de mantenerse en $110^\circ \pm 5^\circ \text{ C}$.
- Herramientas varias para enrasado de la probeta.

3.3.3.2 Procedimiento de compactación

Con la masa de suelo preparada previamente con la humedad correspondiente se procede a realizar el ensayo:

- Se determina al volumen del molde en cm^3
- Se determina el peso del molde con su base y sin el collarín superior.
- Se llena el molde con el collarín colocado, mediante la porción de masa preparada previamente repartida en tres capas aproximadamente iguales, de forma que cada capa una vez compactadas quede con una altura ligeramente superior a un tercio de la altura del molde. La compactación de cada una de estas capas se lleva a cabo por medio de 13 golpes de masa distribuidos uniformemente. La última capa a compactar debe superar al menos 1cm en el collar superior.
- Es necesario que durante este proceso se coloque el molde sobre una base lo suficientemente rígida para que no amortigüe los golpes.
- Terminada la compactación se retira cuidadosamente el collarín evitando romper el material que pasa su altura. Y luego se enrasa cuidadosamente el suelo con el borde del molde.
- Se pesa la masa del conjunto molde más suelo compactado.
- Se extrae el suelo abriendo el molde en dos.

Para la elaboración de las curvas de compactación de cada nivel de energía se repite el procedimiento anterior con la preparación de suficiente material aproximadamente 3 kg para obtener 4 o 5 puntos en la curva. Se elige una humedad inicial y a partir de ella a cada punto sucesivo se le agrega un 2% de agua, para cada uno se rellena el molde y se compacta registrando los pesos y se toman fracciones del material para calcular la humedad en cada punto. Al finalizar la compactación se grafican las densidades secas y las humedades correspondientes a cada punto de la curva.



Figura 3.3 Equipo de compactación.

3.4 Metodología y Procedimiento de Ensayo

A continuación se describe la metodología y el procedimiento de ensayo, seguidos durante las fases de la investigación, aunque su desarrollo no es rigurosamente cronológico.

3.4.1 Curva de Retención

En la determinación de la succión inicial y de la curva de retención de las diferentes muestras del limo A-28, se realizaron medidas con el tensiómetro UMS T5.

Las medidas de la succión se realizaron un día después de terminar el proceso de compactación, la muestra junto con el molde-collarin y sin enrasar la parte superior del material era envuelta con papel vinilpel e introducida en la cámara de humedad con el propósito de obtener una humedad más uniforme. Al momento de realizar la medida de succión, se retiraba el collarín y se enrasaba la superficie del suelo lo más regular posible, es decir, plana y sin discontinuidades. Luego se ponían en contacto el tensiómetro y el suelo parcialmente saturado de la muestra contenida aun en el molde del Proctor.

Para garantizar que la medida de la succión se realizaba a un contenido de humedad constante (o grado de saturación) durante las medidas, la muestra junto con el molde y el tensiómetro introducido se recubrían rápidamente con papel vinilpel, e inmediatamente se comenzaban las lecturas de la succión con medida manual del tiempo. El tiempo necesario para alcanzar el equilibrio en el valor de la succión era variable en función del grado de saturación de la muestra pero, casi nunca superior a 2 horas. Una vez se estabilizaba la medida de la succión por un periodo de tiempo variable entre 3 y 5 minutos, este valor de succión se tomaba por aceptable, como el valor de succión correspondiente al contenido de humedad de la muestra.

El contenido de humedad en el que se deseaba medir el valor de la succión se fijaba con anterioridad a la compactación. Para comprobar el contenido de humedad, se evitaron tomar muestras de suelo en las zonas cercanas a donde fue colocado el tensiómetro, las muestras para el cálculo de la humedad se obtenían cercanas al centro del Proctor y a la muestra de dimensiones aproximadas de 38mm x 38mm que era extraída del material compactado para ser posteriormente ensayada en el triaxial. El procedimiento descrito anteriormente realizado con el tensiómetro para la medida de la succión se repitió para cada una de las muestras compactadas.

3.4.2 Permeabilidad saturada

El ensayo de permeabilidad permite medir la velocidad con la que se mueve el agua a través de la estructura interna del suelo, midiendo el volumen de agua por unidad de tiempo (caudal) que atraviesa la probeta de suelo.

Los ensayos de permeabilidad de las muestras compactadas (A-28) se han realizado en un equipo triaxial GDS Instruments Ltd. Las características del ensayo son:

- Dimensiones aproximadas de las probetas: $\phi = 38$ mm (diámetro) y $h = 38$ mm (altura).
- Presión de confinamiento constante a 30 kPa.
- Presión de cola de 20 kPa.
- Registro continuo del flujo de agua que entra en la muestra.

La permeabilidad saturada se determina bajo condiciones estacionarias de gradiente controlado.

La permeabilidad saturada se determina mediante la siguiente expresión (9):

$$K = \frac{[(\Delta V / \Delta t)] / A}{\nabla h} \quad (9)$$

$$h = z + (u_w / \gamma_w)$$

donde:

$\Delta V / \Delta t$: es el caudal registrado entre lecturas de tiempo a intervalos fijos

A: el área transversal de la muestra,

∇h : el gradiente impuesto por la altura piezométrica,

z: la referencia de altura,

u_w la presión de agua (cola) y

γ_w el peso unitario del agua.

3.4.3 Ensayo triaxial

El ensayo triaxial tiene como principal finalidad obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo-deformación en función de las tensiones medias efectivas. En este estudio el ensayo tiene como objetivo específico, la determinación de la Presión de Preconsolidación en estado saturado (p_o^*). Y para ello los ensayos triaxiales desarrollados fueron del tipo de consolidación isotrópica en condiciones drenadas. En ellos la probeta, una vez saturada, se consolida bajo una presión de confinamiento, así el esfuerzo llega a ser efectivo, es decir, la presión de cámara impuesta queda actuando sobre la fase sólida del suelo.

Durante la compresión se puede medir las variaciones de volumen dentro de la muestra, debido a que el agua comienza a salir lentamente de los poros, permitiendo un reacomodo de las partículas del suelo.

En los ensayos triaxiales se consideraron los siguientes aspectos:

- *Velocidad de Aplicación de Carga ensayos Drenados*

Los ensayos drenados deben ser lo suficientemente lentos para disipar las presiones de poros que se puedan generarse. Para evitar que se generen presiones de poros superiores a la presión de cola impuesta es necesario encontrar la velocidad adecuada de consolidación, para ello se utilizó la expresión (10) del procedimiento de ensayo de consolidación con carga variable en edómetro, que mantiene al igual que el ensayo triaxial una velocidad de carga ($\Delta\sigma/\Delta t$) constante durante todo el ensayo (CRL), Figura 3.4. Carrasco, M. L. (2004)

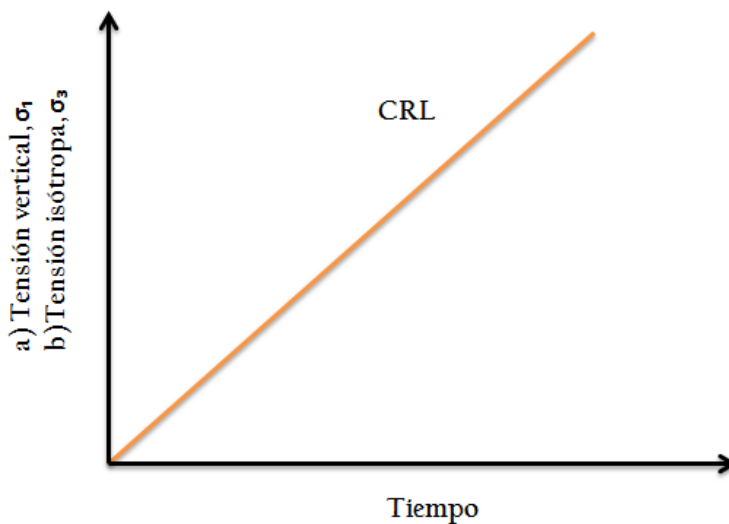


Figura 3.4 Trayectoria de carga continua en ensayos de consolidación: a) ensayo edométrico, b) ensayo triaxial isotropo.

La expresión (10) en la cual se tiene como datos u_b (valor de la presión intersticial), $\Delta\sigma/\Delta t$ (la velocidad de carga que se haya seleccionado para el ensayo en cuestión) y c_v (coeficiente de consolidación).

$$u_b = \frac{16 \cdot H^2 \cdot \Delta\sigma}{c_v \cdot \pi^3 \cdot \Delta t} \quad (10)$$

Tomando en cuenta la presión de cola impuesta en los ensayos el término u_b se fijó en un valor máximo de 20 kPa, el coeficiente de consolidación $c_v = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ valor considerado de ensayos con edómetros realizados sobre el mismo material A-28 en estudios anteriores. (Gómez, R. (2009)). Así resolviendo la expresión se llegan a velocidades de consolidación de 96.6 kPa/hora, una velocidad muy inferior a la determinada para suelos arcillosos con valores de c_v entre 10^{-2} y $10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ que se considera de 300-400 kPa/hora. Citado por Carrasco, M. L (2004) de Aboshi et al., (1971).

Las velocidades establecidas para los ensayos están por debajo en el rango de 18-35 kPa/hora. Los ensayos fueron desarrollados a diferentes velocidades según las condiciones iniciales de las probetas como su grado de saturación inicial, nivel de energía aplicado y densidad seca. La Tabla 3.1 muestra un resumen de las probetas ensayadas, su humedad inicial, trayectoria seguida, tiempo en horas de duración de la consolidación, presión intersticial máxima registrada durante el ensayo y la velocidad de consolidación en kPa/h aplicada.

- *Preparación de las probetas*

Con la muestra de suelo compactado en molde Proctor se toma la parte central y se talla una probeta de medidas aproximadas de 38x38 mm, con un cuchillo, una espátula, una sierra de hilo y molde para refrendar las caras. Se toman de medidas de diámetros y altura final, utilizando un pie de rey con una resolución de 0.05mm, se pesa la probeta utilizando una balanza con una resolución de 0.01g. y con los restos del material sobrante se toman muestras y se secan en el horno para determinar su porcentaje de humedad

- *Saturación del Aparato*

Antes de comenzar las pruebas debemos asegurarnos de llenar todas las tuberías, pistones, válvulas y piedras porosas con agua, para eliminar en lo posible las burbujas de aire.

- *Trayectorias del Ensayo Triaxial*

En los ensayos triaxiales se siguieron tres trayectorias de tensiones, las cuales se representan en términos de la tensión desviadora q , en función de la tensión media total p , donde $p' = p - u$, $p = ((\sigma_1 + 2\sigma_3)/3)$ y $q = \sigma_1 - \sigma_3$, siendo p' la tensión media efectiva, σ_1 la tensión axial, σ_3 la tensión radial (confinamiento) y u la presión de poros. Los ensayos se realizaron sobre probetas talladas con dimensiones aproximadas, de 38mm de diámetro y 38mm de altura. El procedimiento experimental seguido cumplió con los procedimientos establecidos en las normas ASTM D4767-88 y UNE 103402-98.

Previamente al inicio de las trayectorias, las probetas fueron saturadas mediante un flujo de agua, según el procedimiento descrito en el apartado 3.4.3 (Ensayo de permeabilidad saturada). Al finalizar la medida de la permeabilidad, se cerró la válvula en el extremo superior que se encontraba abierto a presión atmosférica y se dejó estabilizar la presión de poros al valor de la presión de cola preestablecido en 20 kPa.

A partir de ese momento y en condiciones de tensiones de confinamiento $\sigma_3 = 30$ kPa y de cola $u_w = 20$ kPa alcanzadas durante la etapa de saturación, obteniendo una tensión media efectiva isotrópica $p' = 10$ kPa, el cual representa el punto de partida de las trayectorias de tensiones.

En un inicio las primeras probetas fueron sometidas a esfuerzos desviadores, en los que se pudo controlar la deformación axial producida por la fuerza aplicada pero debido a problemas técnicos con el funcionamiento de la célula de carga el resto de los ensayos fueron sometidos a trayectorias de consolidación solamente isotrópica, en los que solamente se pudo controlar la deformación volumétrica y no la axial. En la tabla 3.1 se presenta un resumen de las probetas que fueron ensayadas con las diferentes trayectorias.

Probeta	ω_o (%)	Trayectoria	Tiempo(horas)		u_{max} (kPa) Registrada	Velocidad(kPa/h) Impuesta
			Etapa de consolidación			
TXA_1	12.50	2	72		27	23
TXA_2	13.72	2	96		34	17.3
TXA_3	16.60	2	144		58	11.5
TXA_4	17.64	2	148		62	11.2
TXB_4	13.40	1	96		22	17.3
TXB_5	13.44	1	96		22	17.3
TXB_6_1	14.80	1	96		31	17.3
TXB_6_2	14.90	1	48		41	34.6
TXB_7_2	16.42	2	48		54	34.6
TXB_7_3	16.91	2	48		41	34.6
TXB_8_3	16.91	3	68		38	17.3
TXB_8_1	18.43	3	137		56	34.6
TXB_9	11.82	2	48		27	34.6
TXB_10	21.50	2	144		52	11.5
TXC_1	10.90	2	114		20	14.6
TXC_2	15.11	2	98		28	17
TXC_3	16.22	2	72		24	23
TXC_4	17.94	2	48		47	34.6
TXC_5	20.5	2	147		37	11.3

Tabla 3.1. Resumen de las trayectorias y velocidades de carga aplicados en los ensayos.

La trayectoria de tensiones I

Consistió en una etapa de consolidación con aplicación de desviador en rampa durante un periodo de tiempo en horas (Según Tabla 3.1), partiendo de la tensión media efectiva de 10kPa hasta alcanzar la tensión media efectiva deseada de 1670kPa. Durante la aplicación de la rampa de presiones se controló en todo momento que los excesos de presión intersticial no fueran demasiado superiores a 20kPa (diferencia entre la tensión de cola aplicada y la presión de poros medida con el transductor). La tensión de cola se mantuvo constante en $u_w=20\text{kPa}$ durante la consolidación y el desviador aplicado fue de 10kPa. Ver figura 3.5.

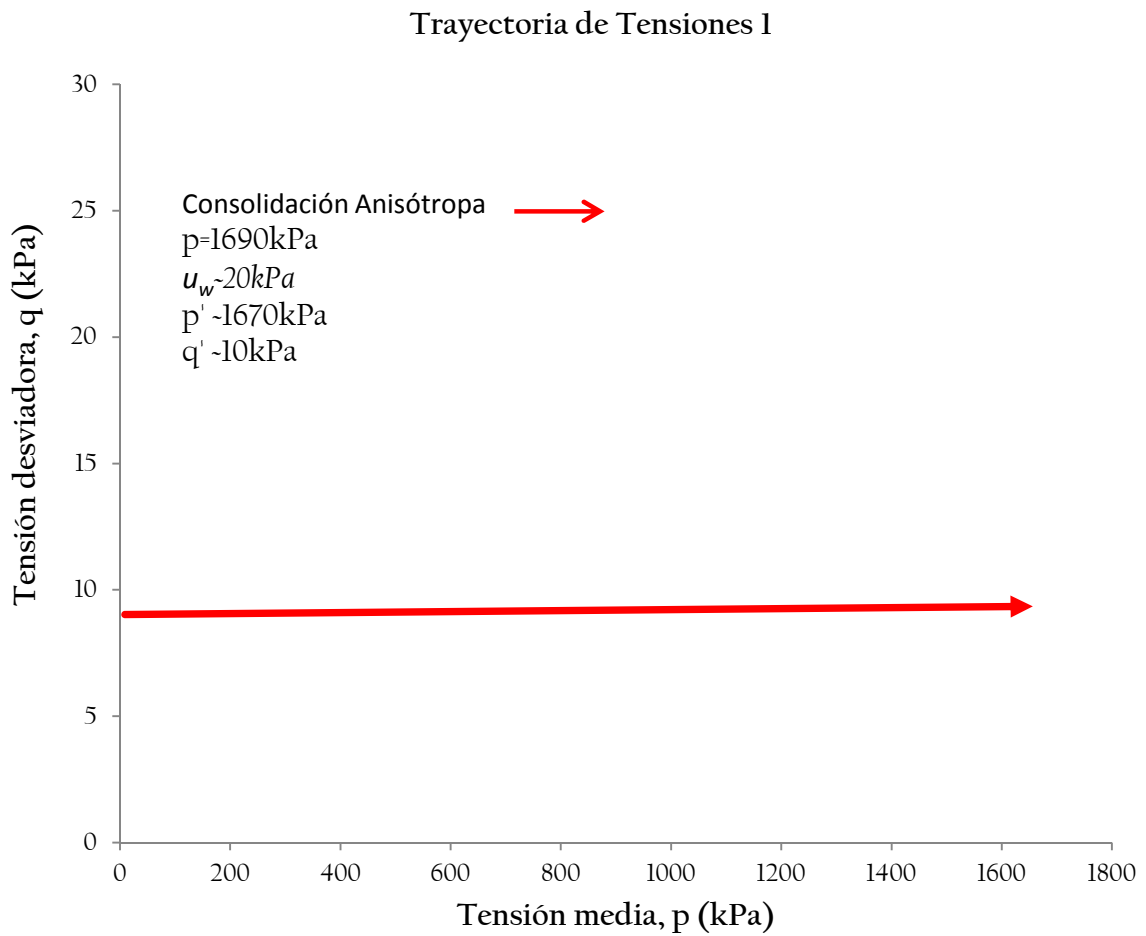


Figura 3.5. Trayectoria de tensiones I seguida en el ensayo triaxial en condiciones saturadas.

La trayectoria de tensiones 2

Consistió en una etapa de consolidación isotrópica en rampa durante un periodo de tiempo en horas (Según Tabla 3.1), partiendo de la tensión media efectiva de 10kPa hasta alcanzar la tensión media efectiva deseada de 1670kPa. Durante la aplicación de la rampa de presiones se controló en todo momento que los excesos de presión intersticial no fueran muy superiores a 20kPa (diferencia entre la tensión de cola aplicada y la presión de poros medida con el transductor). La tensión de cola se mantuvo constante en $u_w=20\text{kPa}$ durante la consolidación. No se aplicó tensión desviadora ya que no hubo contacto entre la cabeza de la probeta y la célula de carga. Ver figura 3.6.

Trayectoria de Tensiones 2

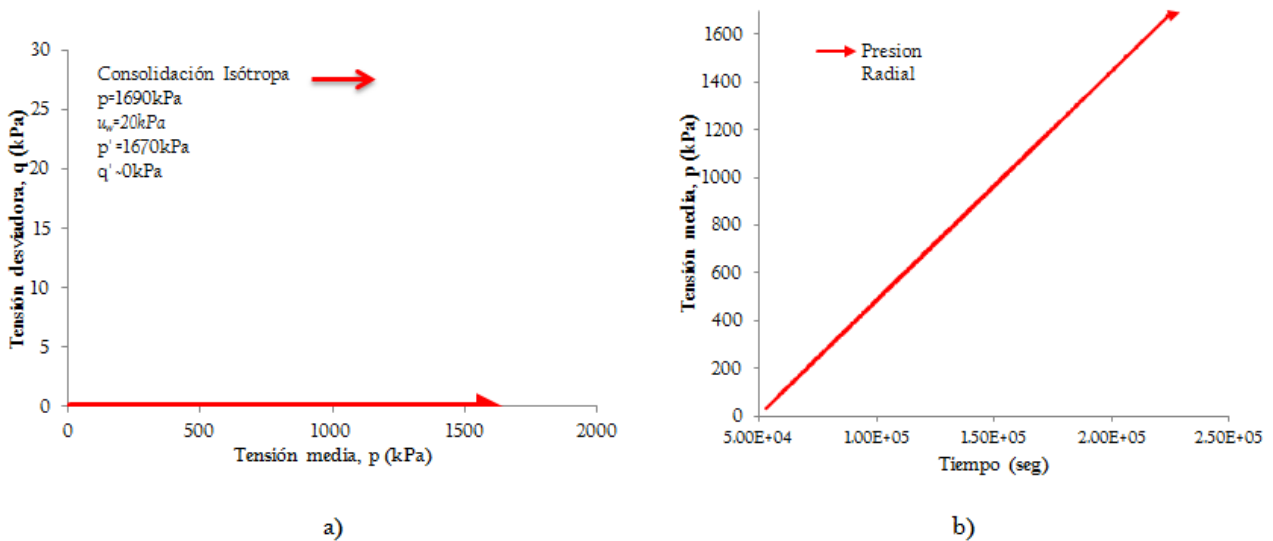


Figura 3.6. Trayectoria de tensiones 2 seguida en el ensayo triaxial en condiciones saturadas: a) Trayectoria $q-p'$, b) Trayectoria p - tiempo.

La trayectoria de tensiones 3

Se realizó con el objetivo específico de imponer un valor de presión de preconsolidación, y luego ser evaluada por los distintos métodos gráficos y analíticos y así obtener un valor de p_o^* por medio de los métodos los cuales se asume debe coincidir con la presión de preconsolidación p_o^* impuesta.

La fase de consolidación isotrópica de la trayectoria de tensiones 3, se dividió en tres etapas de carga, completadas en horas (Según tabla 3.1). En la primera etapa se impuso una trayectoria de carga isotrópica en rampa hasta alcanzar una tensión total de de 400 kPa.

En la segunda etapa se impuso una trayectoria de descarga isotrópica en rampa hasta regresar a la tensión total de 50kPa. En la tercera etapa se impuso una trayectoria de recarga isotrópica hasta alcanzar la tensión total deseada de 1690kPa. La tensión de cola se mantuvo constante en $u_w=20\text{kPa}$ durante la consolidación. No se aplicó tensión desviadora ya que no hubo contacto entre la cabeza de la probeta y la célula de carga. Ver figura 3.7.

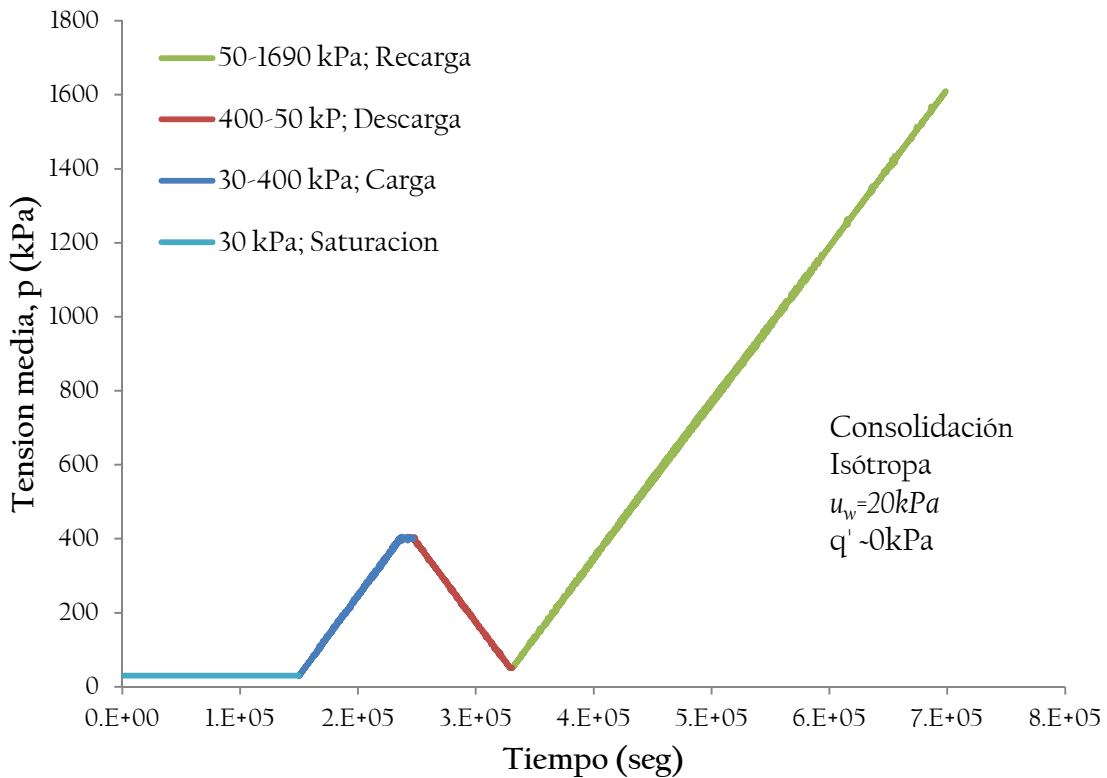


Figura 3.7. Trayectoria de tensiones 3 seguida en el ensayo triaxial en condiciones saturadas.

3.4.4 Proceso de los datos del Triaxial

Las primeras etapas hasta llegar a la saturación se toman en cuenta para los cálculos de permeabilidad saturada como se ha indicado en el apartado 3.4.3. A partir de la etapa de consolidación en condiciones drenadas, a una velocidad de carga impuesta de forma que las presiones de poros en el borde opuesto del drenaje sean suficientemente bajas y en lo posible no superen en 20 kPa a la presión de cola impuesta en la base de la probeta, y así poder aplicar tensiones de confinamiento efectivo suficientemente altas.

Una vez alcanzada la máxima tensión impuesta de 1690 kPa, termina el ensayo, la probeta es retirada de la cámara triaxial y se calcula sus condiciones finales de humedad w_f y se miden sus dimensiones finales H_f y \varnothing_f .

Para el cálculo de las condiciones iniciales de las probetas se utilizaron las siguientes expresiones:

$$A = \pi r^2; \quad V_0 = A * H_0; \quad (11)$$

$$e_0 = \frac{V_0 - \left(\frac{W_s}{\rho_s}\right)}{\left(\frac{W_s}{\rho_s}\right)}; \quad S_r = \frac{(\omega_0 * 100) * \rho_s}{e_0} \quad (12)$$

donde el diámetro \varnothing y la altura inicial H_0 de la probeta se mide directamente con el pie de rey, la humedad inicial W_0 , es tomada de los valores calculados para el proctor, el peso seco inicial se obtiene de la humedad final w_f y el peso específico de las partículas sólidas es de $\rho_s = 2.66 \text{ g/cm}^3$.

El índice de poros y saturación inicial de los ensayos se calcularon tomando como base las condiciones de humedad y densidad de las probetas, estas fueron consideradas más fiables para obtener las condiciones iniciales y finales de la muestra, ya que las medidas manuales sobre la muestra arrastran muchos errores. Así para las probetas saturadas, el análisis y procesamiento de los resultados se ha tomado como punto de partida las condiciones finales por medio de un “análisis en retroceso” hasta encontrar las condiciones iniciales que debería tener la probeta justo antes de comenzar la etapa de consolidación. Esto puede permitir conocer las deformaciones de colapso que experimentan las probetas desde sus condiciones iniciales hasta el momento de saturación.

La Tabla 3.2 muestra el formato de los archivos de salida directos del triaxial y la Tabla 3.3 presenta el esquema seguido para procesar los datos en los ensayos en los que fue posible la aplicación de desviador. En el resto de los ensayos fueron omitidas las variables que fue imposible calcular, por ejemplo la deformación axial entre otras.

Etapa N°	Tiempo	Presión Radial	Vol. cámara	Presión de cola	Vol. pistón cola	Célula de carga	Presión de poros	Desplazamiento axial
	seg	kPa	mm ³	kPa	mm ³	kN	kPa	mm
	A_1	B_1	C_1	D_1	E_1	F_1	G_1	H_1
	A_2	B_2	C_2	D_2	E_2	F_2	G_2	H_2

Tabla 3.2 se muestra el formato de un archivo de resultados típico de un ensayo triaxial.

Vol. entrada mm ³	Vol. Cámara mm ³	Vol. actual mm ³	Altura mm	Área mm ²	Def Vol.	Δe	Def vert	Def radial	Def corte (2/3) (e _z -e _r)	Media P _w kPa	σ ₃ ' kPa	q kPa	σ ₁ kPa	p' kPa
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>11</i>	<i>12</i>	<i>13</i>	<i>14</i>	<i>15</i>

Tabla 3.3 muestra el esquema utilizado para calcular las variables en base a los valores del archivo de resultados de la Tabla 3.2. Los números indican cálculos que son desarrollados al final.

Los cálculos siguientes se realizaron sobre las etapas de consolidación, comenzando de las condiciones finales de las probetas (en función del peso seco inicial de la probeta y la densidad seca Proctor), hasta llegar al vol. inicial supuesto:

Vol. Inicial

$$V_{o*} = \frac{Ws(g)_{inicial}}{pd \left(\frac{g}{cm^3}\right)_{Proctor}}$$

$$V_{f*} = \frac{\omega f * Ws}{\gamma_w} + \frac{Ws}{\rho_s}$$

Vol. Final

Vol. entrada (1) = $E_1 - E_2$, [Vol. De Cola Inicial -Vol. Actual de cola]

Vol. Camara (2) = $-(C_1 - C_2)$, [Vol. Actual de cámara - Vol. Inicial cámara]

Vol. actual (3) = V_{f*} - la diferencia de entrada de agua en la muestra calculado en (1)

Altura (4) = $H_0 - (H_1 - H^*)$, Altura de la probeta, donde H^* es el valor aproximado de H antes de iniciar la etapa de consolidación.

Área de la probeta (5) = $(3)/(4)$

Deformación Vol. $(6) = [V_o * -(3)]/V_o *$

Índice de poros $(7) = e_0 - (6) * (1 + e_0)$

Deformación axial $(8) = (H_2 - H_1)/(4)$

Deformación radial $(9) = [(6) - (8)]/2$

Deformación de corte $(10) = 2 * [(8) - (9)]/3$

Media de presión de agua $(11) = (D1 + G1)/2$

Presión efectiva de radial $(12) = B1 - (11)$

Desviador $(13) = F_1 / (5)$

Tensión vertical $(14) = (13) + B_1$

P_r $(15) = \frac{[(14) - (11)] + 2 * (12)}{3}$

Una vez completada la hoja de cálculo, se graficaron los resultados y se obtuvieron las curvas de compresibilidad para analizar los datos y obtener el parámetro que estamos buscando (p_o^*).

3.4.5. Proceso para obtener la Presión de Preconsolidación, p_o^*

La Presión de preconsolidación, p_o^* es un parámetro que tiene un gran interés geotécnico dado que marca el límite separando las deformaciones elásticas de las plásticas. Por medio de la curva de compresión, expresada típicamente en un diagrama semilogarítmico, relación entre el logaritmo del esfuerzo medio aplicado p' , y la relación de vacíos, e , se deducen tres importantes propiedades del suelo: la presión de preconsolidación, P_o^* , el índice de compresión, λ , y el índice de recompresión, κ .

Boone, S.J. (2010). Cita varios los autores que han propuesto métodos para calcular la presión de preconsolidación de una muestra de suelo: Casagrande (1936), Pacheco Silva (1970), Janbu (1969), Butterfield (1979), Becker et al. (1987), entre otros. De entre todos éstos, el más extendido es el método gráfico de Casagrande (1936).

El objeto de este apartado es calcular el valor de la presión de preconsolidación al que fueron sometidas previamente probetas del material A-28 por medio de la compactación dinámica, aplicando para ello tres diferentes métodos; el método de Casagrande, Pacheco Silva y Becker. La Tabla 3.4 resume los tres métodos utilizados.

Autor(s)	Resumen del método	Consideraciones
Casagrande (1936) Figura 3.8	Consiste en trazar una recta horizontal, por el punto de máxima curvatura de la curva edométrica, trazar la tangente por ese mismo punto y determinar la bisectriz de esas dos rectas. El valor de tensión efectiva correspondiente al punto de intersección de dicha bisectriz con la prolongación del tramo recto de la rama de carga de la curva edométrica es la presión de preconsolidación.	Observaciones empíricas respecto a la respuesta del suelo en la prueba edómetro sujeto a repetidos ciclos de carga y descarga.
Pacheco Silva (1970) Figura 3.9	Se grafica como Casagrande, se dibuja la línea horizontal en e_o , donde una línea trazada tangente a la curva de compresión virgen interseca la línea horizontal se dibuja la línea vertical hasta la curva de compresión y de segunda línea para cumplir con la tangente a la curva de compresión virgen, la tensión en esta intersección define como p_o^* .	Se basa en una observación empírica, es una construcción grafica.
Becker et al. (1987) Figura 3.11	Define la densidad de energía de deformación ("trabajo por unidad de volumen"), ΔW para cada incremento de carga sucesiva (prueba edométrica), usando $\Delta W = 0.5 * (\sigma'_{i+1} + \sigma'_i) * (defvol_{i+1} - defvol_i)$, graficando ΔW y la presión aplicada, la intersección de estas líneas define el p_o^* .	Fundamentalmente es un nuevo enfoque que relaciona la energía utilizada para comprimir la muestra con la tensión aplicada, es una construcción gráfica.

Tabla 3.4 Resumen de los métodos utilizados para interpretación de la presión de preconsolidación en este estudio.

3.4.5.1 Descripción de los métodos utilizados:

- a) El método Casagrande (1936) se determina de la siguiente manera:
- Se traza la recta A-B correspondiente a la prolongación de la línea de consolidación primaria.
 - Se ubica el punto de la curva que presenta el radio de curvatura máxima (punto de inflexión) el cual corresponde al punto C. Se construye una tangente D-E que pasa por dicho punto C.
 - Se traza una recta C-F paralela al eje X (presión).
 - Se construye una bisectriz C-G del ángulo FCE
 - Desde la intersección entre las rectas C-G y A-B (punto H) se traza una recta perpendicular al eje X (presión), hasta interceptarse con dicho eje en el punto de abscisa p_o^* , obteniendo así el valor de la presión de preconsolidación.

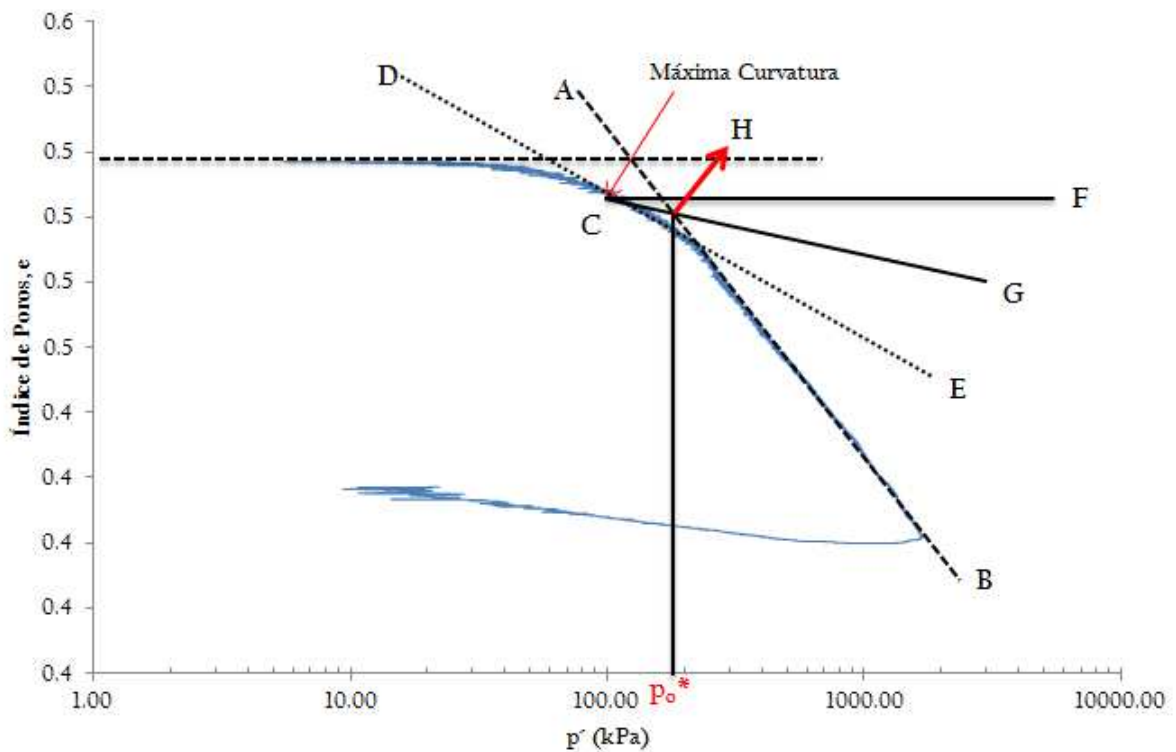


Figura 3.8. Aplicación del método propuesto por Casagrande (1936).

- b) El método de Pacheco Silva (1970) se determina de la siguiente manera:
- Se traza una recta horizontal C-D paralela al eje X (presión) y que pasa por el punto C ($0, e_0$).
 - Se construye la recta A-B correspondiente a la extensión de la línea de consolidación primaria, cuya prolongación intercepta a la recta C-D.
 - Desde el punto de intersección de ambas rectas, se traza una recta perpendicular al eje X (presión), la cual intercepta a la curva en un punto E.
 - Por el punto E se traza otra recta paralela al eje X (presión), la cual intercepta a la recta A-B en el punto F.
 - Por el punto F, se traza una recta perpendicular al eje X (presión), la cual intercepta a dicho eje en el punto de abscisa p_o^* , obteniendo así el valor de la presión de preconsolidación. Ver Figura 3.9

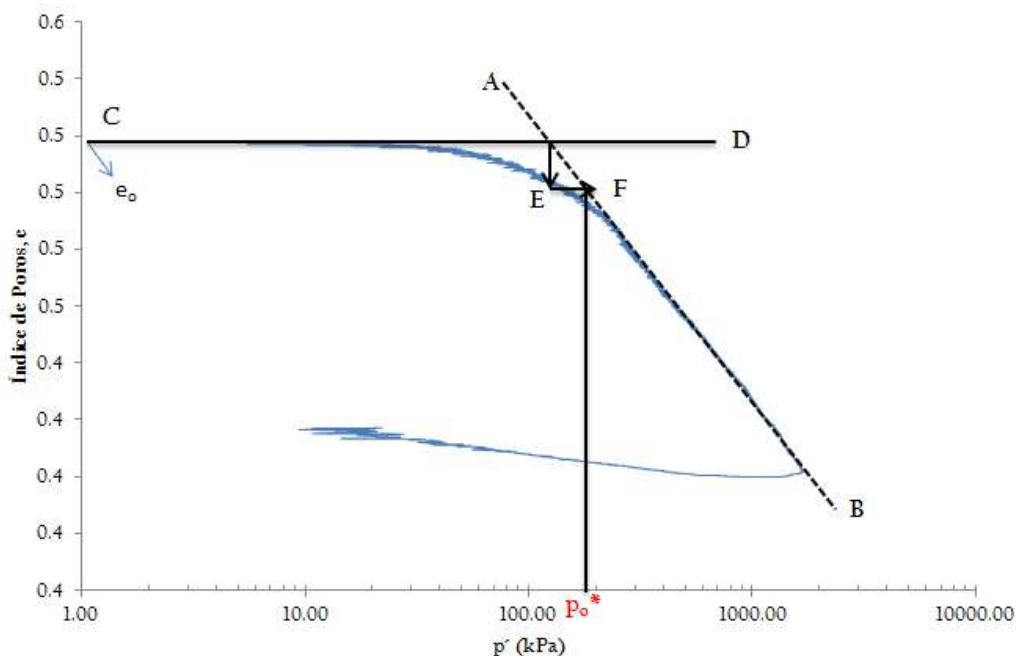


Figura 3.9. Aplicación del método propuesto por Pacheco Silva (1970).

Efecto Escala en el uso de los Métodos Casagrande y Pacheco Silva

Boone, S.J. (2010) cita algunos autores como: Pinto (1992) y Clementino (2005) los cuales proporcionan un ejemplo claro de cómo los efectos de escala pueden influir en el uso del método de Casagrande (1936), como se ilustra en las figura 3.10. Además de fallos relacionados con el valor de la presión de preconsolidación, debido a la percepción de la máxima curvatura del gráfico ($e - \log p'$), y todo el comportamiento mecánico general de los resultados de los ensayos individuales también pueden estar influenciados por los efectos de escala como se muestra en la comparación entre arcilla Leda y la arcilla limosa de Chicago.

Los efectos de escala son particularmente relevantes cuando rutinas de trazado de la máxima curvatura son computarizados y seleccionan automáticamente las escalas basadas en los valores máximos y mínimos de la presión y el índice de poros.

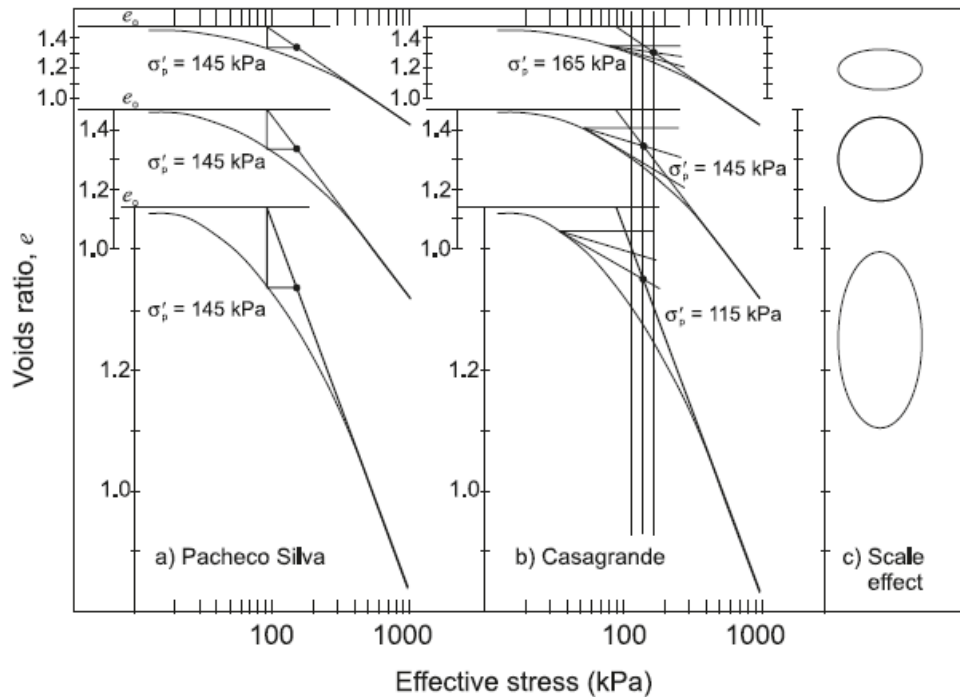


Figura 3.10. Interpretación de σ'_p utilizando (a) Pacheco Silva (1970), (b) método Casagrande (1936) y (c) la ilustración de los efectos de escala cuando se utilizan estos métodos. (Boone, S.J. (2010))

- c) El método de Método Becker et al. (1987) se determina de la siguiente manera:
- Se traza una recta horizontal A-B paralela al eje X (presión)
 - Se construye la recta C-D correspondiente a la extensión de la línea de consolidación primaria, cuya prolongación intercepta a la recta A-B.
 - Desde el punto de intercepción de ambas rectas, se traza una recta perpendicular al eje X (presión), la cual intercepta a la curva en un punto E, que corresponde al punto de abscisa p_o^* , obteniendo así el valor de la presión de preconsolidación. Ver Figura 3.11.

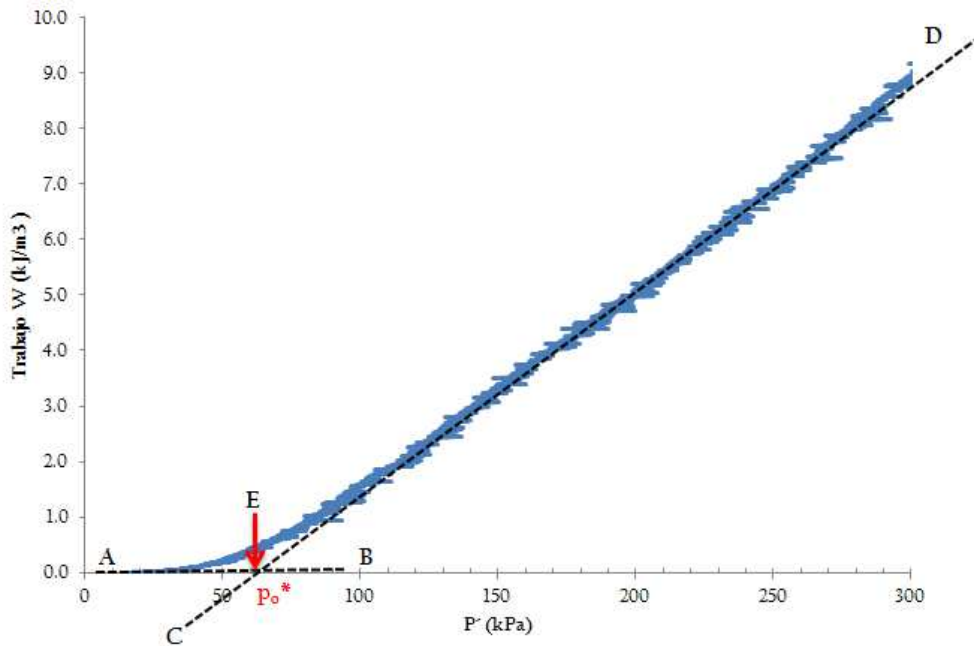


Figura 3.11. Aplicación del método de Becker et al. (1987).

Es muy importante tomar en cuenta que el uso de registro de p' en escala logarítmica (en lugar de p) obliga a la curva de compresión se doble en un cierto valor de $\log p'$, y esta curva se asocia comúnmente con p_o^* . Por lo tanto, el uso de una escala logarítmica en las tensiones puede conducir a una mala interpretación del comportamiento del suelo. Es por ello que aunque se han evaluado el valor de p_o^* por los tres métodos se ha considerado como valor aceptable el que usa el trabajo acumulado W vs. p' , evitando así los errores por el uso de escala logarítmica.

Este método que utiliza el trabajo por unidad de volumen como un criterio para determinar las tensiones de preconsolidación se aplicó a los resultados de las pruebas triaxiales. Esta relación del $W - p'$, hace uso de escalas aritméticas, y puede aproximarse con relaciones lineales. Las intersecciones de estas líneas ajustadas se han considerado como los valores más precisos de las presiones de preconsolidación.

Como señaló Becker et al. (1988), "no es una cuestión de qué técnica es correcta, sino que el problema es que la técnica proporcione el resultado más repetible y sea menos ambigua". (Boone, S.J. (2010))

Capítulo 4

RESULTADOS DE ENSAYOS E INTERPRETACIÓN

En este capítulo se presentan los resultados experimentales del trabajo realizado en el Laboratorio de Geotecnia de la UPC sobre el material A-28.

4.1 Caracterización Geotécnica

Con el objetivo de caracterizar el material A-28 desde el punto de vista geotécnico son necesarios ensayos de laboratorio para conocer y clasificar las propiedades del suelo (material). Los resultados de los ensayos de granulometría (Figura 4.1), Gravedad específica de partículas y Límites de consistencia (Atterberg) (Figura 4.2), fueron obtenidos de un estudio previo con mismo material A-28. Gómez, R. (2009).

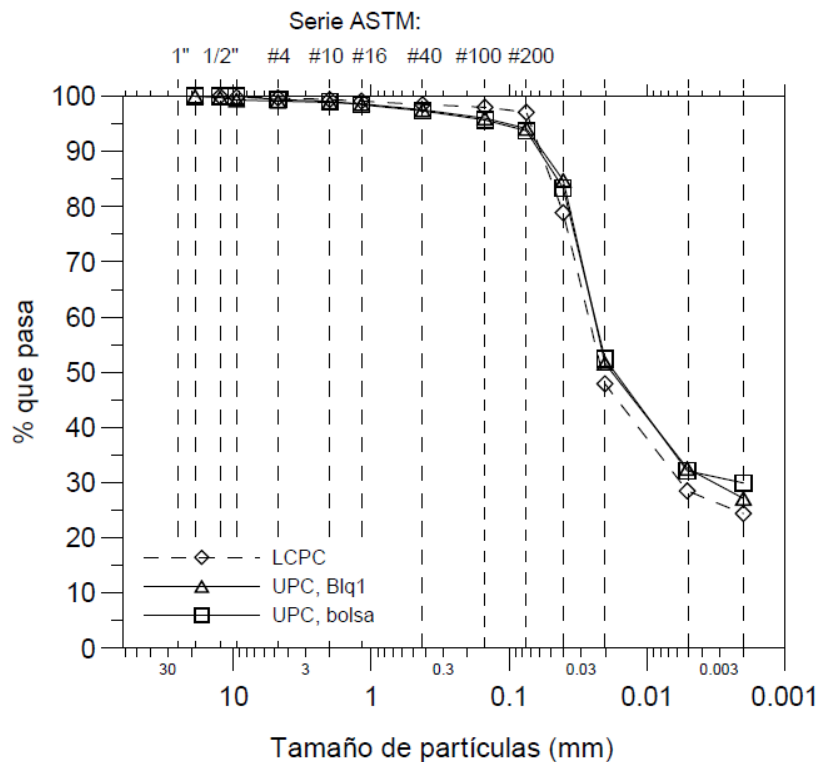


Figura 4.1: Curvas granulométricas. Distribución del tamaño de partículas. Material A-28. Gómez, R. (2009).

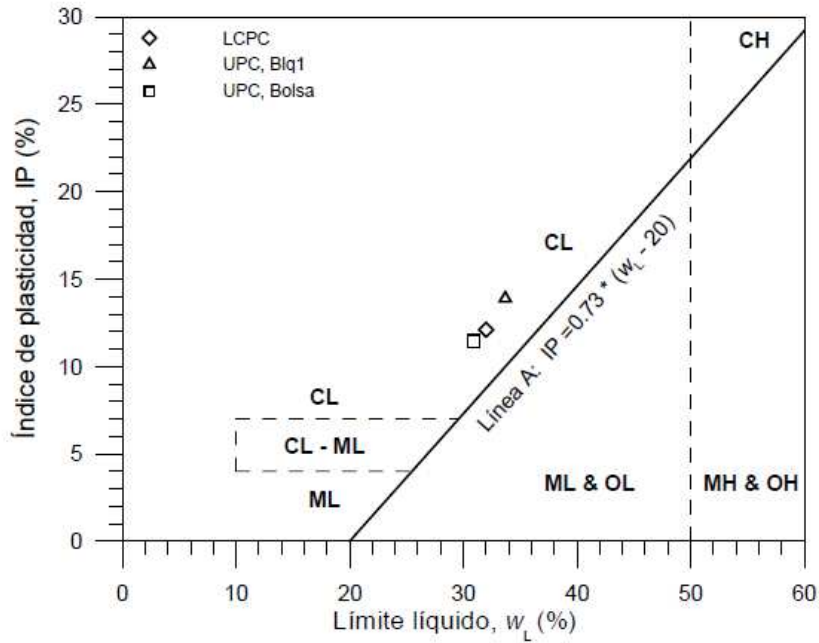


Figura 4.2. Clasificación SUSC de la fracción fina de las muestras ensayadas. Material A-28. Gómez, R. (2009).

En la Figura 4.1 se presentan las curvas granulométricas (incluida la sedimentación) del material A-28, realizadas por el LCPC y en el Laboratorio de Geotecnia. El material utilizado por el LCPC en la granulometría fue tomado de material suelto antes de su compactación, por el contrario el material utilizado en el Laboratorio de Geotecnia, fue el recuperado de las muestras bloque (Blq) y bolsa. Se observa una buena similitud entre las curvas granulométricas realizadas. Gómez, R. (2009). En la Figura 4.2 se muestra los índices de plasticidad y la clasificación por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) de la fracción fina del material A-28.

La Tabla 4.1 resume los valores obtenidos de la densidad de partículas sólidas ρ_s , del límite líquido w_L , del límite plástico w_P , del índice de plasticidad IP, de la distribución granulométrica, así como de la clasificación del SUCS.

Muestra	ρ_s Mg/m ³	Límites de Atterberg			Distribución granulométrica				Clasificación SUCS
		w_L (%)	w_P (%)	IP (%)	% que pasa (abertura en mm)				
					4.75	0.425	0.075	0.002	
UPC Bolsa	2.66	30.9	19.5	11.4	99.4	97.4	93.7	30	ML

Tabla 4.1. Propiedades del Material A-28. Gómez, R. (2009).

4.1.1 Ensayos de Compactación

La Figura 4.3 muestra los resultados obtenidos en los diferentes ensayos de compactación dinámica, realizados sobre el limo A-28 en el Laboratorio de la UPC sobre el material suelto (bolsa). Los niveles de energía de compactación utilizados: Proctor normal: 25%, 50% y 100%.

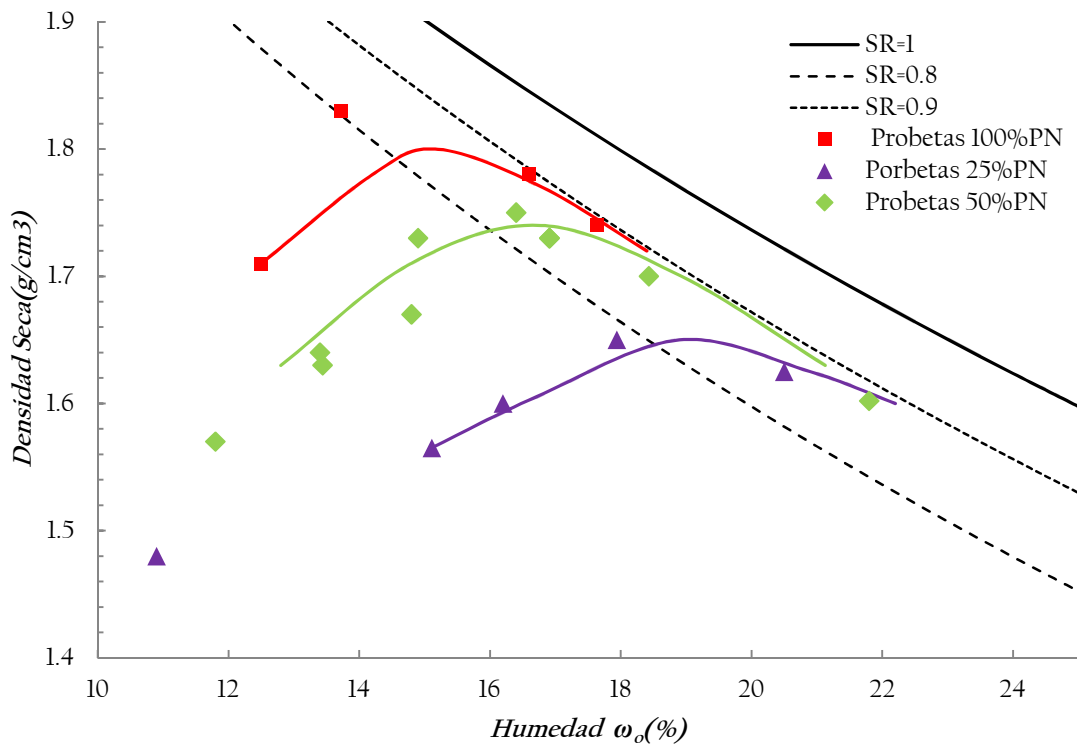


Figura 4.3. Curvas de compactación. Ensayos para los niveles de energía de compactación dinámica. Material A-28.

Las curvas muestran comportamientos similares para el lado seco, así como también se observa una tendencia hacia el 90% de saturación similar en las tres curvas en su rama húmeda. En la Tabla 4.2 se resumen los valores óptimos del contenido de humedad, densidad seca

ENERGÍA	ρ_d (g/cm ³)	ω_0 (%)	S_r (%)
25%PN	1.65	18.9	82.13
50%PN	1.74	16.78	84.42
100%PN	1.8	15.2	84.63

Tabla 4.2: Resultados obtenidos de los valores óptimos de cada curva de compactación.

4.2 Curva de Retención: Tensiómetro

Las medidas de la succión se realizaron con el tensiómetro de la marca UMS modelo T5 (ver figura 3.1) con un rango de medida 0 a 250 kPa con una tolerancia de ± 0.5 kPa. En la Figura 4.4 se presentan los resultados de las medidas en cada probeta.

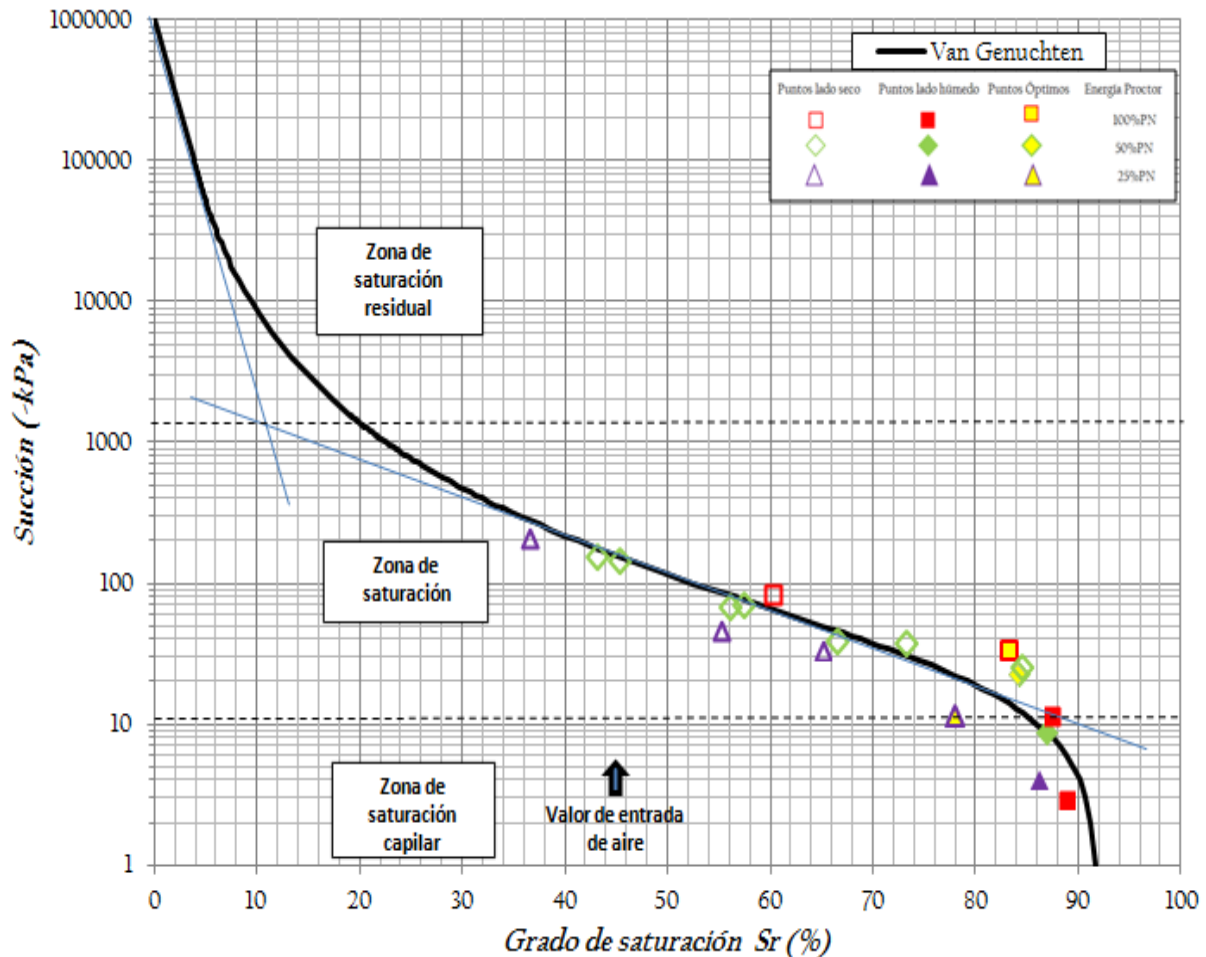


Figura 4.4 Curva de retención del suelo A-28 obtenida por ajuste de Van Genuchten a partir de los puntos experimentales.

En la figura 4.4 se muestra la gráfica semilogarítmica de succión en función de la saturación del limo de baja plasticidad A-28. Se representan los puntos obtenidos a partir de las mediciones con el tensiómetro, los puntos se representan según la simbología en el recuadro superior derecho, donde los puntos cuadrados de color rojo representan el 100%PN, los rombos verdes el 50%PN y los triángulos morados las probetas del 25%PN. Cada energía está dividida en símbolos vacíos que indican las probetas en la rama seca y rellenos las probetas en la rama húmeda. Además se indican con relleno color amarillo para cada energía las probetas que se encuentran en el óptimo. Se utilizó el mismo ajuste de Van Genuchten que en Bonilla, A. (2013) de la expresión (1) del apartado 2.3.1 para los valores medidos experimentalmente y obtener los valores a bajas y altas saturaciones.

Se determina la frontera de la saturación capilar con un valor de entrada de aire de unos 10 kPa (succión en el suelo en las condiciones en las que comienza el proceso de desaturación, que coincide con el límite de contracción en suelos cohesivos), y la zona de saturación residual con un valor de succión de 1100 kPa. El valor del grado de saturación máximo es inferior al 100%, lo que indica que las muestras compactadas no llegan a saturar al 100%.

4.3 Permeabilidad saturada

La Tabla 4.3 resume los resultados de los ensayos de permeabilidad en las probetas compactadas. En esta tabla se muestran dos valores de la permeabilidad: a) las calculadas a través del valor de caudal (pendiente de la recta) de agua que entra en la probeta, estas son las que se utilizan en la representación gráfica, y b) los valores de las medidas realizadas por medio del cálculo manual, las cuales fueron utilizadas solamente como comprobación. Además en esta tabla se indican las diferentes condiciones iniciales de las probetas (densidad seca γ_d , índice de poros inicial e_0 ; humedad inicial ω_0 ; grado de saturación S_r).

Las Figura 4.5, 4.6 y 4.7 muestran la evolución en el tiempo del volumen de agua infiltrado V_w (dirección vertical del flujo) en las probetas ensayadas según los niveles de energía de compactación Proctor de 100%, 50% Y 25%. En ellas se indican la zona donde se comprueba manualmente el caudal de agua que entra y sale de la probeta por medio de las lecturas de los volúmenes del GDS y los pesos del agua que sale de la probeta al reservorio exterior, además puede observarse que las pendientes del volumen de agua correspondientes al caudal se mantienen constantes.

En la identificación de las probetas, se utiliza la nomenclatura TX (ensayo triaxial), seguido de la letra A, B y C, que corresponden a los niveles de energía Proctor normal, 100%, 50% y 25%, respectivamente. Después el primer número que sigue indica el orden en que fueron realizados los ensayos, y el segundo número corresponde a aquellos ensayos que fue necesario repetir, este último corresponde a la versión final utilizada.

Identificación	Condiciones Iniciales			ρ_d (g/cm ³)	k (m/s) Programa	k (m/s) Comprobación
	e_o	ω_o	S_r			
TXA_1	0.556	12.5	60.26	1.71	3.95E-08	3.95E-08
TXA_2	0.454	13.72	83.28	1.83	4.99E-10	5.26E-10
TXA_3	0.494	16.6	87.38	1.78	3.35E-10	3.65E-10
TXA_4	0.528	17.64	88.74	1.74	4.87E-10	4.93E-10
TXB_4	0.624	13.4	57.38	1.64	2.10E-08	1.70E-08
TXB_5	0.638	13.44	55.98	1.63	2.75E-08	2.70E-08
TXB_6_1	0.593	14.8	66.4	1.67	2.17E-09	2.14E-09
TXB_6_2	0.542	14.9	73.11	1.73	2.76E-09	2.73E-09
TXB_7_2	0.52	16.4	84.43	1.75	3.76E-09	3.75E-09
TXB_7_3	0.535	16.91	84.08	1.73	4.94E-09	6.36E-09
TXB_8_1	0.565	18.43	86.79	1.7	7.64E-10	6.93E-10
TXB_8_2	0.694	11.24	43.08	1.57	4.00E-08	4.00E-08
TXB_8_3	0.535	16.91	84.08	1.73	9.32E-10	8.96E-10
TXB_9	0.694	11.8	45.29	1.57	6.60E-08	6.60E-08
TXB_10	0.618	21.8	93.92	1.602	6.02E-10	5.86E-10
TXC_1	0.795	10.9	36.48	1.48	2.28E-07	2.26E-07
TXC_2	0.72	15.11	55.25	1.565	1.12E-07	8.60E-08
TXC_3	0.66	16.2	65.12	1.6	5.20E-08	5.20E-09
TXC_4	0.612	17.94	77.96	1.65	3.27E-09	3.35E-09
TXC_5	0.63	20.5	86.3	1.625	7.52E-10	6.79E-10

Tabla 4.3 Resumen de los resultados de permeabilidad de las muestras que fueron ensayadas en el laboratorio, hasta la etapa final de consolidación.

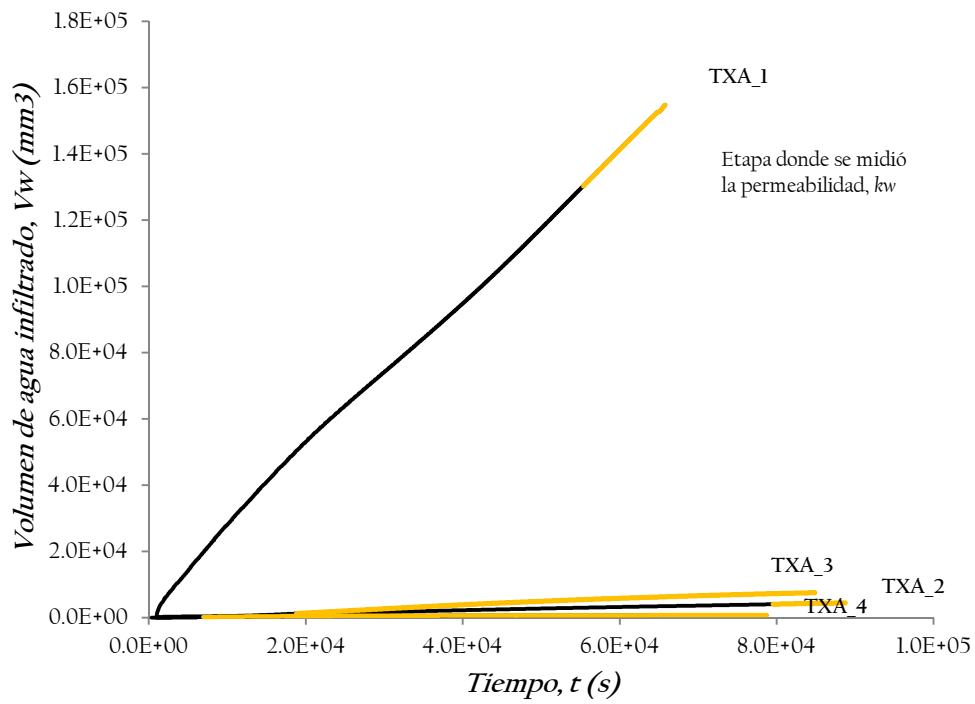


Figura 4.5. Evolución temporal del volumen de agua infiltrado en la dirección vertical del flujo sobre las probetas compactadas a energía Proctor de 100%.

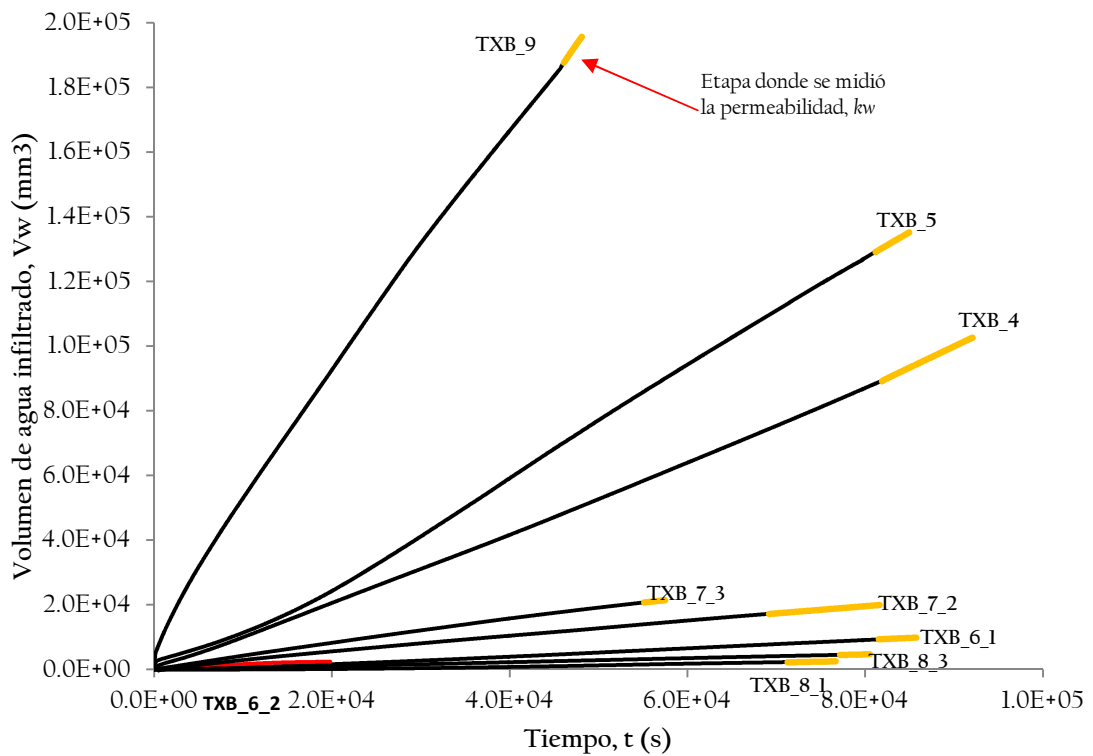


Figura 4.6. Evolución temporal del volumen de agua infiltrado en la dirección vertical del flujo sobre las probetas compactadas a energía Proctor de 50%.

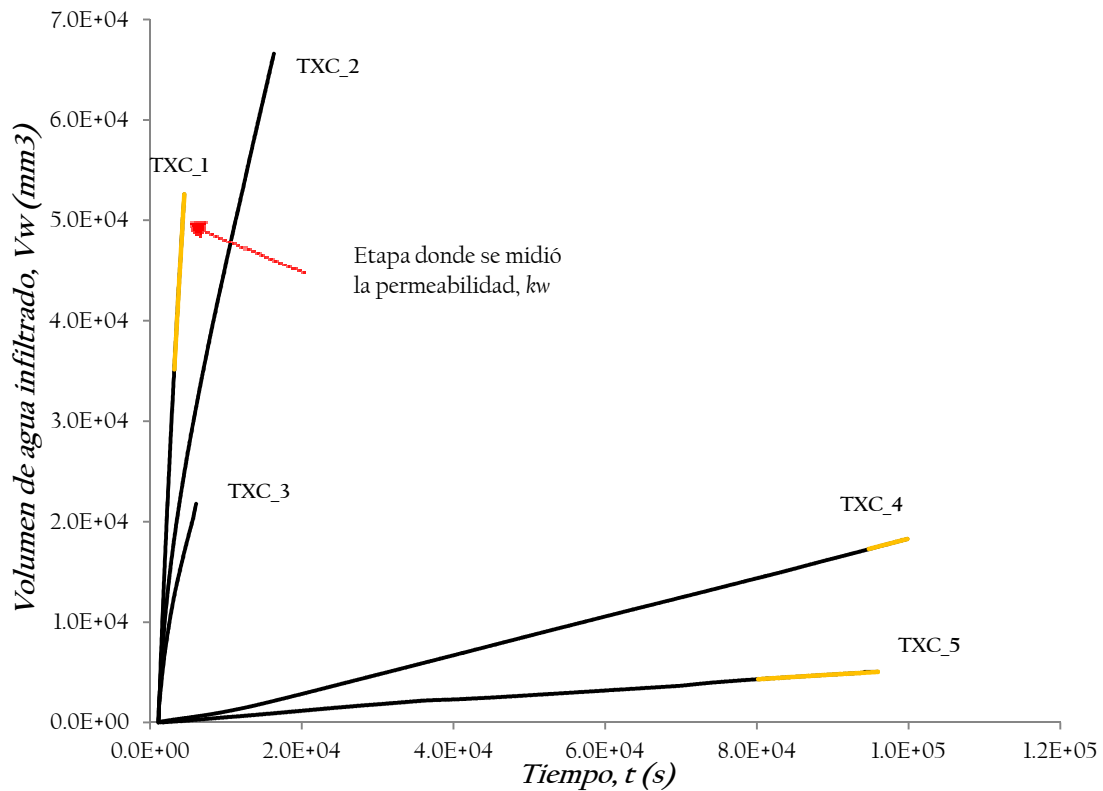


Figura 4.7. Evolución temporal del volumen de agua infiltrado en la dirección vertical del flujo sobre las probetas compactadas a energía Proctor de 25%.

En las figuras 4.5, 4.6y 4.7 se pueden observar claramente grandes volúmenes de agua infiltrados en poco tiempo, esto para probetas con grados de saturación inicial muy bajo, puntos que corresponden a la rama seca en cada una de las energías de compactación, en las que el material está suficientemente seco para permitir una estructura abierta que favorece el paso más rápido del agua a través de su estructura, este él es caso de las probetas TXA_1 ($S_r=60.25\%$), TXB_9 ($S_r=45.29\%$), TxC_1,2 y 3 ($S_r=36.48\%$, $S_r=55.25\%$ y $S_r=65.12\%$, respectivamente). En cambio para las probetas ensayadas con grados de saturación altas, es decir humedades superiores a la humedad óptima, como es el caso de TXA_4, TXB_8_1 y TxC_4 se obtuvieron valores muy pequeños de entrada de volumen de agua, dado que el tamaño medio de sus poros es menor que en el caso de las muestras del lado seco.

4.4 Consolidación bajo condiciones Triaxiales

En este apartado se muestran los resultados de los ensayos de consolidación realizados con el equipo triaxial a velocidad de carga constante (ver apartado 3.4.3) para las 3 energías de compactación 100%PN, 50%PN y 25%PN. La presión de preconsolidación se determinará a partir de tres métodos distintos (ver apartado 3.4.5 donde se explican los métodos). En esta campaña de ensayos triaxiales se aplicaron diferentes velocidades de carga, dependiendo de las condiciones iniciales de las probetas. Para confirmar el valor utilizado de $c_v = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$ en la expresión (10) del apartado 3.4.3, se calculó nuevamente el c_v para cada probeta ensayada, por medio de la expresión (13). La tabla 4.4 muestra los resultados obtenidos para cada probeta.

$$c_v = (k * K')/\gamma\omega \quad (13)$$

Identificación	ω_o	ρ_d (g/cm ³)	k (m/s)	K' (MPa)	c_v (cm ² /s)
TXA_1	12.5	1.71	3.95E-08	3.0	0.122
TXA_2	13.72	1.83	4.99E-10	14.5	0.007
TXA_3	16.6	1.78	3.35E-10	8.0	0.003
TXA_4	17.64	1.74	4.87E-10	4.2	0.002
TXB_9	11.8	1.57	6.60E-08	2.4	0.162
TXB_4	13.4	1.64	1.70E-08	8.4	0.146
TXB_5	13.44	1.63	2.70E-08	7.9	0.218
TXB_6_1	14.8	1.67	2.14E-09	14.0	0.030
TXB_6_2	14.9	1.73	2.73E-09	16.4	0.046
TXB_7_2	16.4	1.75	3.75E-09	5.3	0.020
TXB_7_3	16.91	1.73	6.36E-09	3.5	0.023
TXB_8_3	16.91	1.73	8.96E-10	7.9	0.007
TXB_8_1	18.43	1.7	6.93E-10	7.3	0.005
TXB_10	21.8	1.60	5.86E-10	4.0	0.002
TXC_1	10.9	1.48	2.28E-07	1.9	0.433
TXC_2	15.11	1.57	8.60E-08	5.0	0.435
TXC_3	16.2	1.6	5.20E-08	2.7	0.141
TXC_4	17.94	1.65	3.27E-09	2.9	0.010
TXC_5	20.5	1.63	7.52E-10	2.9	0.002

Tabla 4.4 Resumen de los resultados del cálculo de K' (MPa) y c_v (cm²/s) para cada probeta y energía Proctor aplicada.

Con los resultados de la tabla anterior podemos observar que el valor de c_v -0.002 cm²/s es el más bajo obtenido en todos los ensayos, el cual coincide para las tres energías en los contenidos de humedad inicial- 20% y permeabilidades más bajas. Para este valor de c_v , le corresponden velocidades de ensayo -20kPa/h mucho menor que la obtenida en el apartado 3.4.3, pero que sigue siendo superior a la aplicada -11 kPa/h en los ensayos a esas humedades.

4.4.1 Cambios de Volumen durante la etapa de saturación

Los cambios de volumen que experimentaron todas las probetas compactadas de material A-28, al ser ensayadas en un triaxial convencional, se determinaron en el laboratorio tras ser sometidas a una etapa de saturación (inundación de la probeta) bajo la aplicación de carga isotrópica constante de 30 kPa, y se muestran en la tabla 4.5.

Probeta	Condiciones Iniciales			Índice de poros			Potencial%
	ρ_d (g/cm ³)	ω_o	S_r	e_o	$e_{o(1)}$	$e_{f(2)}$	
TXA_1	1.71	12.50	60	0.56	0.58	0.41	-1.7
TXA_2	1.83	13.72	83	0.45	0.45	0.37	0.0
TXA_3	1.78	16.20	87	0.49	0.48	0.35	1.2
TXA_4	1.74	17.64	89	0.53	0.55	0.39	-1.7
TXB_4	1.64	13.40	57	0.62	0.53	0.39	6.0
TXB_5	1.63	13.44	56	0.64	0.53	0.43	6.7
TXB_6_1	1.67	14.80	66	0.59	0.51	0.41	5.4
TXB_6_2	1.73	14.90	73	0.54	0.49	0.40	3.4
TXB_7_2	1.75	16.40	84	0.52	0.52	0.40	0.1
TXB_7_3	1.73	16.91	84	0.54	0.55	0.43	-1.3
TXB_8_3	1.73	16.91	84	0.54	0.53	0.40	0.2
TXB_8_1	1.70	18.43	87	0.57	0.52	0.40	2.7
TXB_9	1.57	11.80	45	0.69	0.61	0.44	5.1
TXB_10	1.60	21.80	94	0.62	0.56	0.43	3.6
TXC_2	1.57	15.11	55	0.72	0.60	0.43	7.1
TXC_3	1.60	16.20	65	0.66	0.57	0.45	5.3
TXC_4	1.65	17.94	78	0.61	0.59	0.43	1.2
TXC_5	1.63	20.50	86	0.63	0.64	0.42	-0.8

Tabla 4.5 Resumen de los cambios de volumen de todas las probetas durante la etapa de saturación a presión isotrópica constante de 30kPa.

En la tabla 4.5 se presentan los cambios de volumen del total de las probetas ensayadas, los valores positivos representan los colapsos, y los valores negativos son pequeños hinchamientos, que se consideran dentro del rango de error $\pm 1.0\%$. Para la energía del 100%PN, no se observan cambios significativos para ninguna probeta, sin embargo para las energías más bajas los cambios volumétricos por colapso son más evidentes.

4.4.2 Curvas de Compresibilidad Energía 100% del Proctor Normal

En la tabla 4.6 se presenta un resumen de las condiciones iniciales de los ensayos realizados sobre probetas compactadas a una energía Proctor normal de 100%, donde ω_o representa el contenido de humedad, ρ_d la densidad seca y S_r el grado de saturación. Así como la velocidad de carga aplicada en cada ensayo, y la presión de poros máxima alcanzada con esta velocidad, que en principio no debería superar los 20 kPa, como se ha explicado en el apartado 3.4.3.

Los ensayos se realizaron sobre 4 probetas denominadas de TXA_1 a la TXA_4.

Probeta	ω_o	ρ_d (g/cm ³)	S_r	u_{max} (kPa) Registrada	Velocidad (kPa/h) de carga	Succión (kPa)
TXA_1	12.50	1.71	60	27	23	83
TXA_2	13.72	1.83	83	34	17	33
TXA_3	16.60	1.78	87	58	11	12
TXA_4	17.64	1.74	89	62	11	3

Tabla 4.6 Resumen de las condiciones iniciales de las probetas ensayadas a un nivel energía del 100%PN.

En la figura 4.8 se presentan los resultados de las curvas de consolidación de cada una de las probetas, en ellas se puede observar claramente el cambio de pendiente que corresponde a la presión de preconsolidación. Es importante tomar en cuenta que las velocidades aplicadas para los ensayos a excepción del ensayo TXA_1, no son lo suficientemente lentas, ya que se superan los valores esperados de presión de poros (ver tabla 4.6). Ello podría generar en las curvas de consolidación unas anomalías que son fáciles de identificar, sobre todo en el ensayo TXA3, y TXA_4 donde se producen más allá de los valores correspondientes a las presiones de preconsolidación.

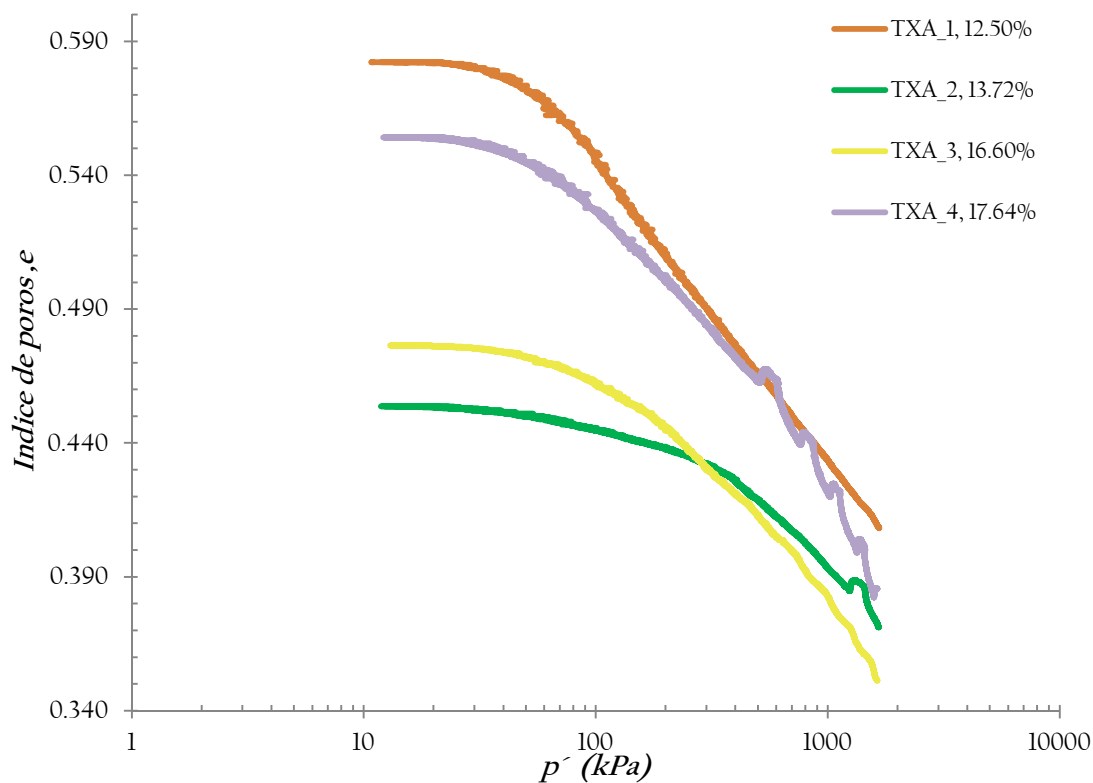


Figura 4.8. Curvas de consolidación de las probetas compactadas a energía 100%. PN.

A partir de los gráficos presentados en la figura 4.8, se calcula el valor de la presión de preconsolidación utilizando los tres métodos mencionados en el apartado 3.4.5.

A continuación se muestran en la tabla 4.7 un resumen de los valores obtenidos en los que también se incluyen los parámetros: índice de compresión (λ) e índice de recompresión (κ), si aplica el caso.

Probeta	Presión preconsolidación			Parámetros Índice	
	Casagrande ($e-p'$)	Pacheco Silva ($e-p'$)	Becker ($w-p'$)	Compresión (λ)	Recompresión (κ)
TXA_1	58	57	62	0.116	NA
TXA_2	302	300	330	0.083	NA
TXA_3	145	148	145	0.091	NA
TXA_4	75	70	82	0.101	NA

Tabla 4.7. Resultados de la presión de preconsolidación en kPa para cada probeta por medio de los métodos Casagrande ($e-p'$), Pacheco Silva ($e-p'$), y Becker ($w-p'$), y los valores adimensionales de los índices de compresión y recompresión calculados.

4.4.3 Curvas de Compresibilidad Energía 50% del Proctor Normal

En la tabla 4.8 se presenta un resumen de las condiciones iniciales de los ensayos realizados sobre probetas compactadas a una energía Proctor normal de 50%. Así como la velocidad de carga aplicada en cada ensayo, y la presión de poros máxima alcanzada. Para este nivel de energía se intentaron crear dos probetas iguales para ciertas condiciones iniciales, con el objetivo de poder comprobar que el comportamiento esperado fuera similar.

En la tabla 4.8 se presentan separados los datos que corresponden a estos pares de ensayos que fueron realizados con similares condiciones iniciales pero que difieren de la velocidad de carga aplicada. Estos son (TXB_4 y TXB_5), (TXB_6_1 y TXB_6_2), y (TXB_7_2 y TXB_7_3). Por este motivo estas probetas serán representadas en un mismo gráfico ($e-p'$), para evaluar su comportamiento.

Probeta	ω_o	ρ_d (g/cm ³)	S_r	u_{max} (kPa) Registrada	Velocidad (kPa/h) de Carga	Succión (kPa)
TXB_4	13.40	1.64	57	22	17	72
TXB_5	13.44	1.63	56	22	17	70
TXB_6_1	14.80	1.67	66	31	17	40
TXB_6_2	14.90	1.73	73	41	35	39
TXB_7_2	16.42	1.75	84	54	35	26
TXB_7_3	16.91	1.73	84	41	35	23
TXB_8_1	18.43	1.7	87	56	35	9
TXB_8_3	16.91	1.73	84	38	17	23
TXB_9	11.82	1.57	45	27	35	150
TXB_10	21.50	1.602	94	52	12	1

Tabla 4.8 Resumen de las condiciones iniciales de las probetas ensayadas a un nivel del 50%PN.

De la Figura 4.9 a la Figura 4.18. Se muestran las evoluciones del índice de poros e , en función de la tensión media efectiva p' , realizadas sobre las probetas durante la etapa de consolidación, el valor máximo de la tensión media efectiva alcanzada varió entre 1600-1670 kPa.

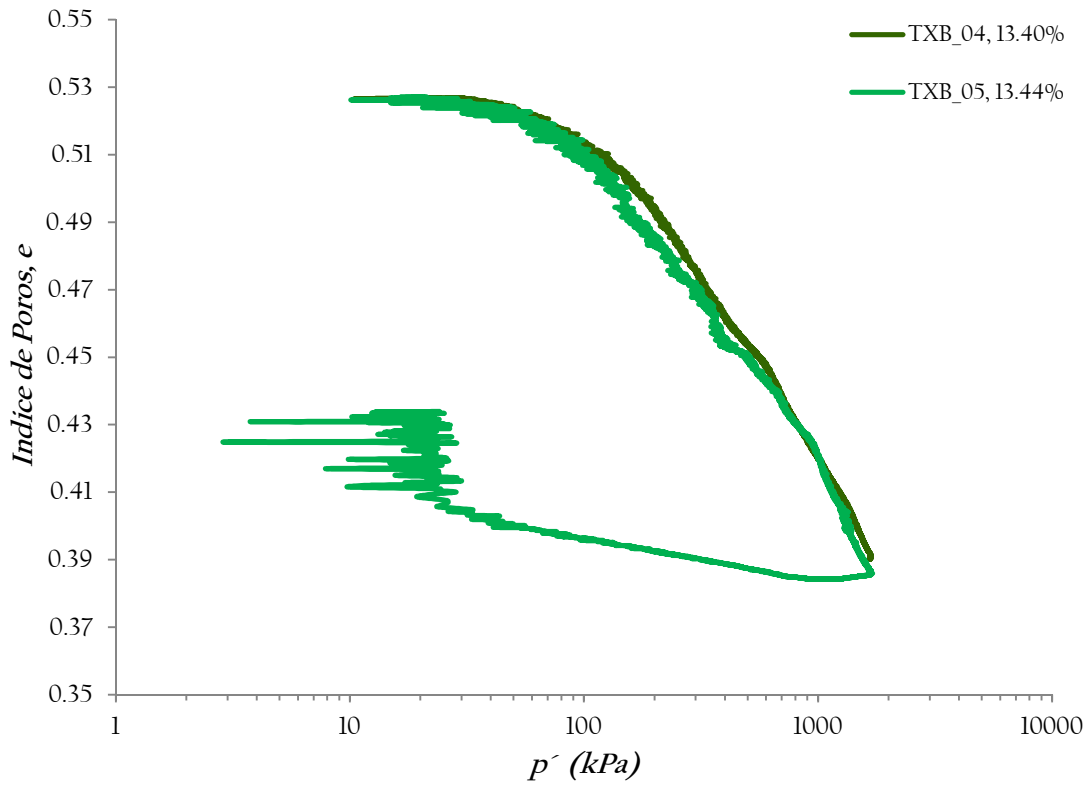


Figura 4.9. Curvas de consolidación de las probetas TXB_4 y TXB_5, compactadas a energía 50%. PN.

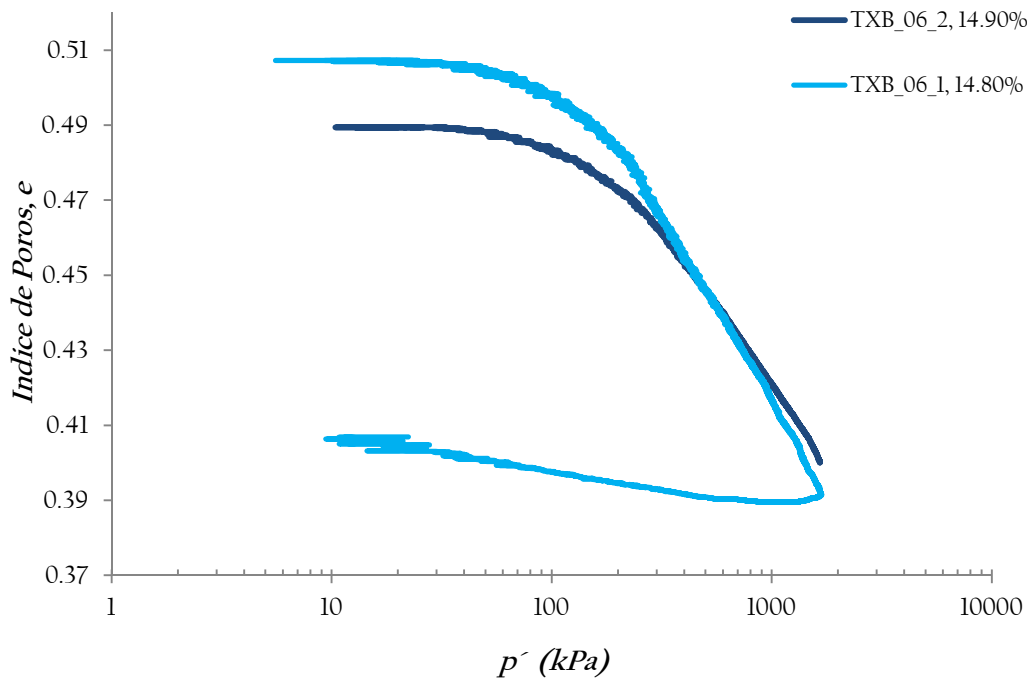


Figura 4.10. Curvas de consolidación de las probetas TXB_6_1 y TXB_6_2, compactadas a energía 50%. PN.

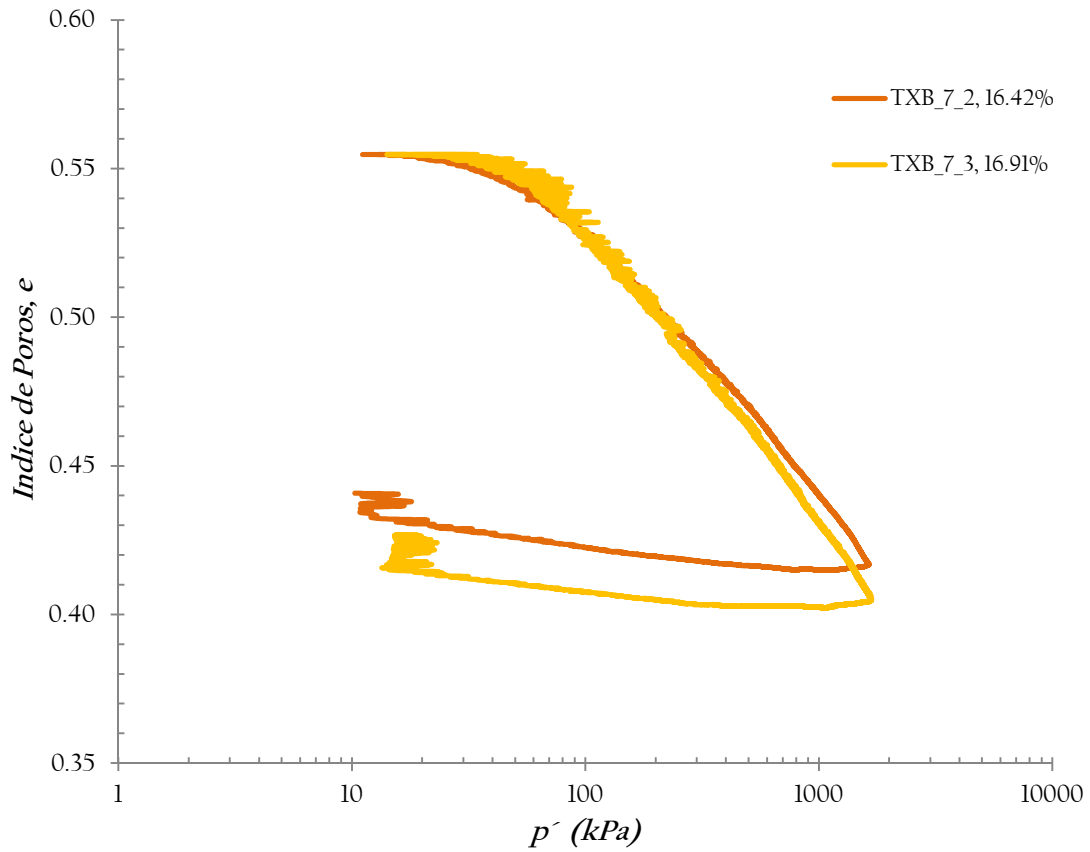


Figura 4.11. Curvas de consolidación de las probetas TXB_7_2 y TXB_7_3, compactadas a energía 50%. PN.

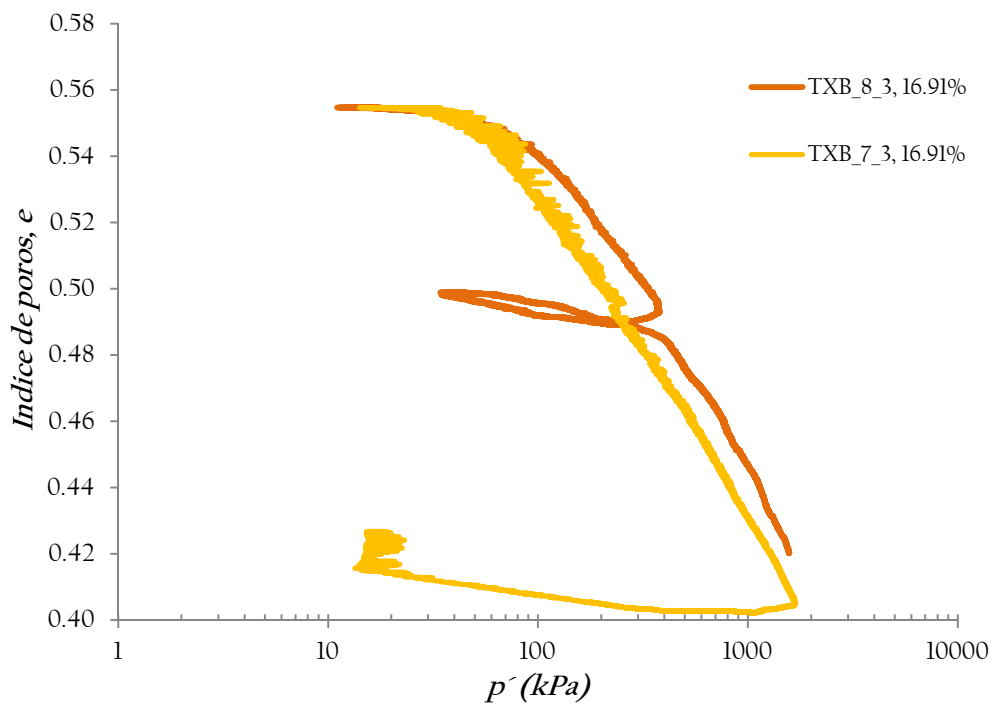


Figura 4.12. Curvas de consolidación de las probetas TXB_7_3 y TXB_8_3, compactadas a energía 50%. PN.

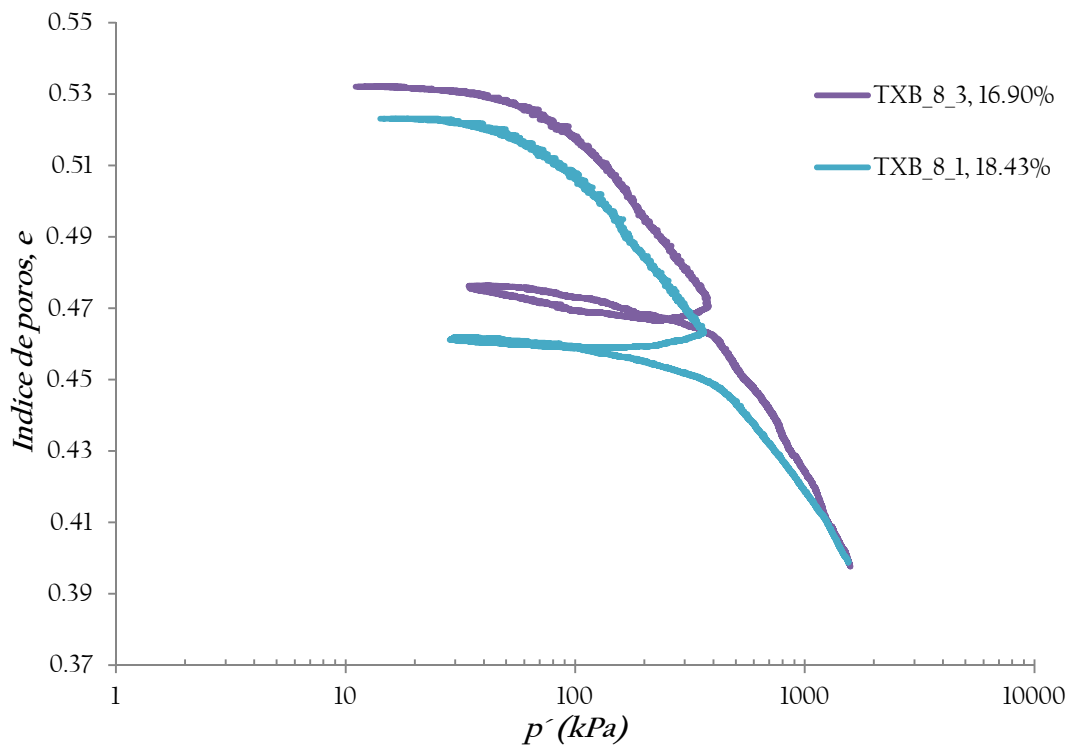


Figura 4.13. Curvas de consolidación de las probetas TXB_8_3 y TXB_8_1, compactadas a energía 50%. PN.

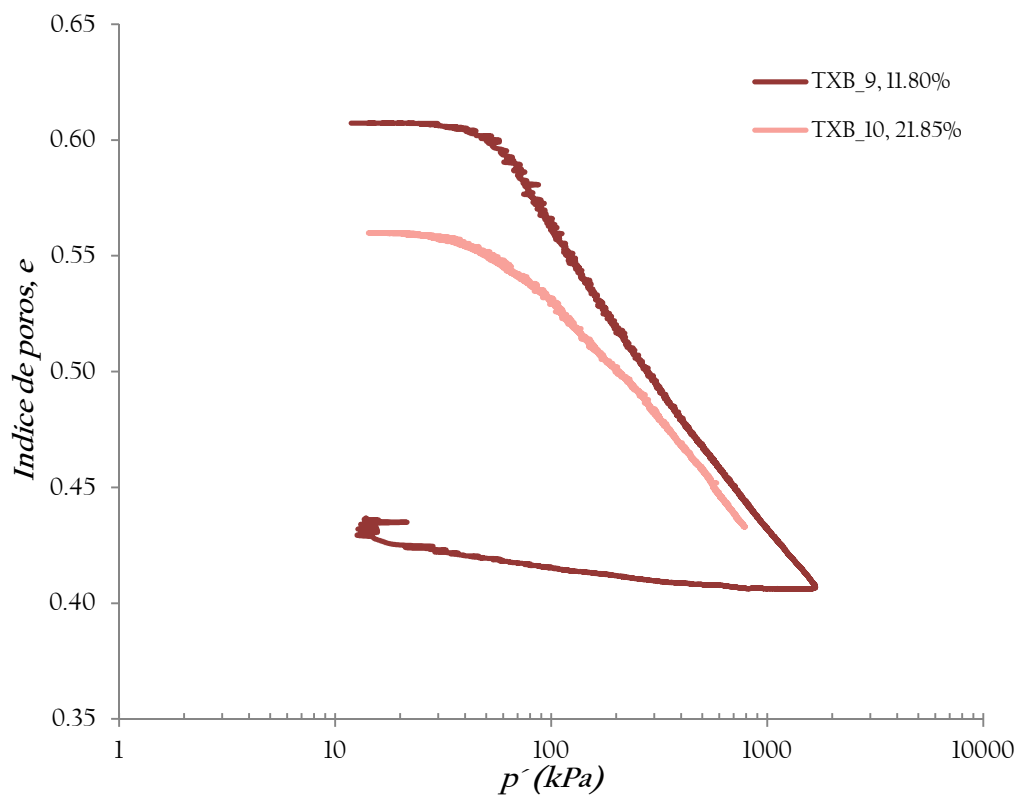


Figura 4.14. Curvas de consolidación de las probetas TXB_9 y TXB_10, compactadas a energía 50%. PN.

De la figura 4.9 a la 4.12 se pueden observar las diferencias en los comportamientos de la curva de consolidación de las probetas ensayadas en equivalentes condiciones iniciales. La figura 4.13 representa los ensayos realizados en dos probetas de distintas condiciones iniciales, pero igual trayectoria de tensiones, que como se explicará en la sección siguiente es de ayuda en la comprobación de los métodos para obtener el valor de la presión de preconsolidación.

La figura 4.14 representa los resultados de la curva de consolidación, para dos probetas en condiciones de humedad inicial totalmente opuestas, la probeta TXB_9 representa la condición más seca, y TXB_10 representa la condición mas húmeda del nivel 50%PN.

A partir de los gráficos presentados en la figura 4.9 a la 4.14, se calcula el valor de la presión de preconsolidación utilizando los tres métodos mencionados en el apartado 3.4.5. A continuación se muestran en la tabla 4.9 un resumen de los valores obtenidos en los que también se incluyen los parámetros: índice de compresión saturado ($\lambda(0)$) e índice de recompresión (κ), si aplica el caso.

Probeta	Presión preconsolidación			Parámetros Índice	
	Casagrande ($e-p'$)	Pacheco Silva ($e-p'$)	Becker ($w-p'$)	Compresión (λ)	Recompresión (κ)
TXB_4	130	125	145	0.103	NA
TXB_5	112	105	138	0.113	0.014
TXB_6_1	175	170	188	0.098	0.010
TXB_6_2	195	198	225	0.078	NA
TXB_7_2	78	70	85	0.093	0.010
TXB_7_3	68	65	78	0.103	0.009
TXB_8_3	98	100	112	0.085	NA
TXB_8_1	85	85	97	0.088	NA
TXB_9	55	53	60	0.143	0.012
TXB_10	66	65	55	0.119	NA

Tabla 4.9. Resultados de la presión de preconsolidación en kPa para cada probeta por medio de los métodos Casagrande ($e-p'$), Pacheco Silva ($e-p'$), y Becker ($w-p'$), y los valores adimensionales de los índices de compresión y recompresión calculados.

4.4.4 Curvas de Compresibilidad Energía 25% del Proctor Normal

En la tabla 4.10 se presenta un resumen de las condiciones iniciales de los ensayos realizados sobre probetas compactadas a una energía Proctor normal de 25%. Así como la velocidad de carga aplicada en cada ensayo, y la presión de poros máxima alcanzada con esta velocidad.

Probeta	ω_o	ρ_d (g/cm ³)	S_r	u_{max} (kPa) Registrada	Velocidad(kPa/h) de Carga	Succión (kPa)
TXC_1	10.90	1.48	36	20	15	212
TXC_2	15.11	1.565	55	28	17	46
TXC_3	16.22	1.6	65	24	23	34
TXC_4	17.94	1.65	78	47	35	11
TXC_5	20.5	1.625	86	37	11	4

Tabla 4.10. Resumen de las condiciones iniciales de las probetas ensayadas a un nivel del 25%PN.

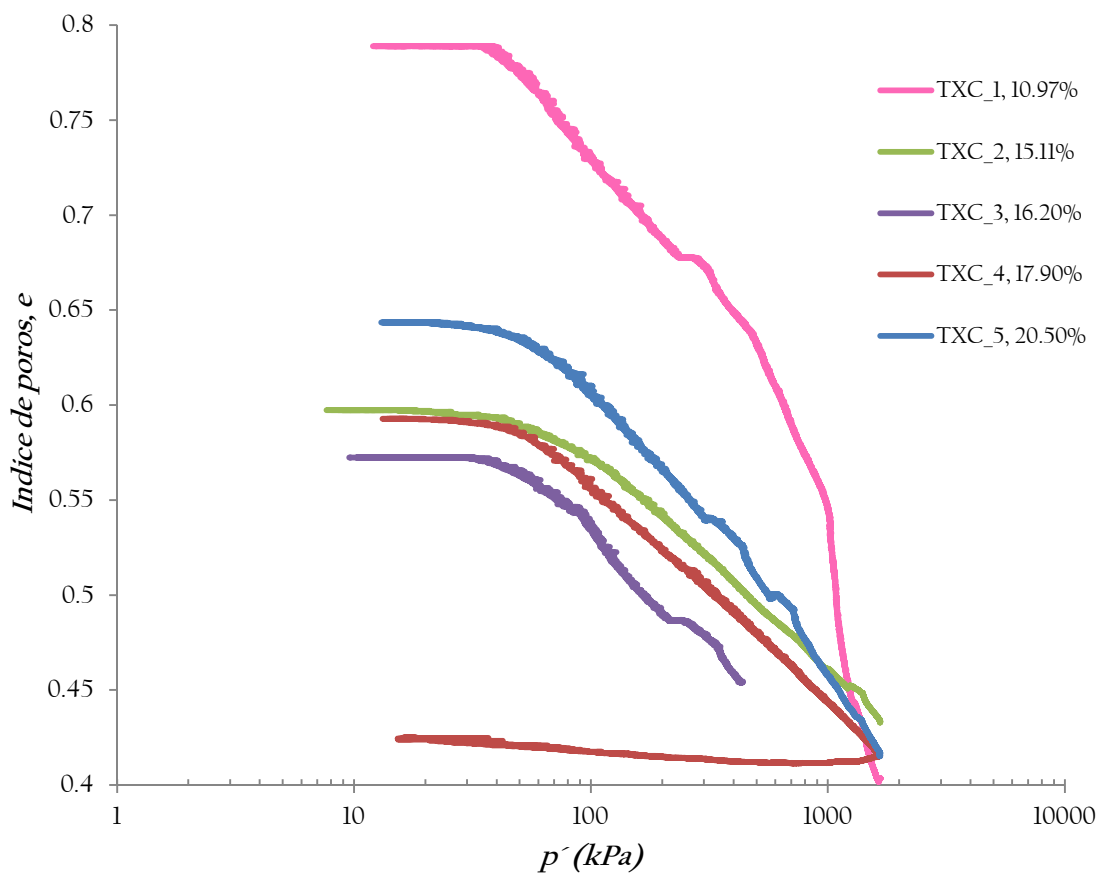


Figura 4.15. Curvas de consolidación de las probetas compactadas a energía 25%. PN.

En la figura 4.15 se presentan los resultados de las curvas de consolidación de cada una de las probetas a una energía del 25%PN, en ellas también se puede observar claramente el cambio de pendiente que corresponde al parámetro de la presión de preconsolidación.

Para este nivel de energía tan bajo y con velocidades de carga constante lo suficientemente lentos para evitar grandes valores de la presión de poros (ver tabla 4.8), en las curvas se observan algunos cambios bruscos en las pendientes correspondiente a la rama de compresión virgen, a partir de ciertos valores de presión aplicada.

Los ensayos con grados de saturación muy pequeños fueron los que presentaron más problemas, como es el caso de la probeta TXC_1, para la que se hicieron varios intentos en pero no se lograron conseguir buenos resultados, al igual que para la probeta TXC_3. Una posible causa, podría ser la desestabilización de la estructura de un suelo de baja densidad y con grandes huecos. Por otra parte, debido a la escasa compactación, estas muestras serán menos homogéneas que las compactadas a mayor densidad.

A partir del gráfico presentado en la figura 4.15 se calcula el valor de la presión de preconsolidación utilizando los tres métodos mencionados en el apartado 3.4.5.

A continuación se muestran en la tabla 4.11 un resumen de los valores obtenidos en los que también se incluyen los parámetros: índice de compresión (λ) e índice de recompresión (κ), si aplica el caso.

Probeta	Presión preconsolidación			Parámetros Índice	
	Casagrande ($e-p'$)	Pacheco Silva ($e-p'$)	Becker ($w-p'$)	Compresión (λ)	Recompresión (κ)
TXC_1	50	54	56	0.139	NA
TXC_2	88	90	98	0.117	NA
TXC_3	66	67	75	0.115	NA
TXC_4	64	65	68	0.113	NA
TXC_5	62	63	62	0.144	NA

Tabla 4.11. Resultados de la presión de preconsolidación en kPa para cada probeta por medio de los métodos Casagrande ($e-p'$), Pacheco Silva ($e-p'$), y Becker ($w-p'$), y los valores adimensionales de los índices de compresión y recompresión calculados.

Capítulo 5

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En este capítulo se presentan el análisis de los resultados experimentales obtenidos en la campaña de ensayos triaxiales.

5.1 Condiciones Iniciales y Finales de las probetas

El grafico 5.1 a) muestra los valores del índice de poros inicial medido en cada probeta antes de comenzar el ensayo, y el grafico 5.1 b) muestra los valores del índice de poros obtenido después de someter la probeta a una etapa de saturación, justo antes de comenzar la etapa de carga. También se muestran los índices de poros finales en cada probeta tras la carga. Los cambios en los índices iniciales antes y después de la etapa de saturación son claramente visibles para las energías Proctor más bajas de 25%PN y 50%PN, donde esta reducción del índice de poros debido a la saturación es mucho mayor en las probetas de la rama seca que en las de la rama húmeda, donde se presenta un cambio mucho menor. Por el contrario para las probetas con energía Proctor del 100%PN, parece no haber ningún cambio significativo debido a la saturación. Además se puede observar de forma general que los cambios de volumen debidos a la carga disminuyen con la energía de compactación.

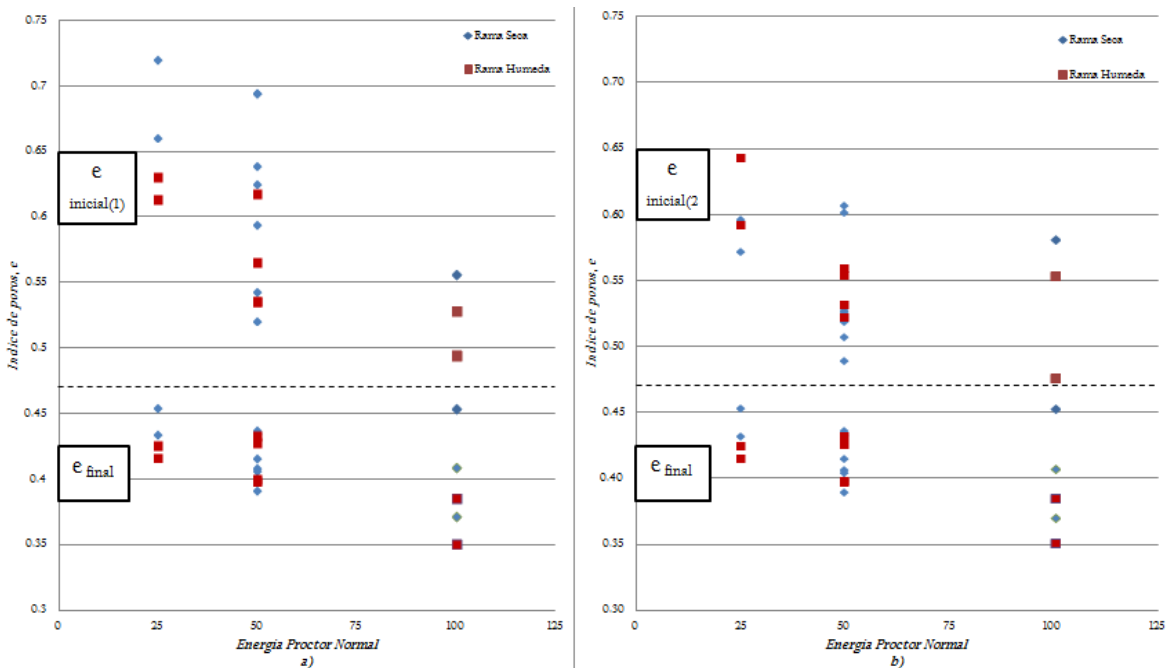


Figura 5.1. Índices de poros inicial y final en función de la energía de compactación para cada una de las probetas ensayadas del Material A-28 (Porcentaje de la energía del Proctor Normal). a) Estado inicial tras compactación, b) Estado inicial tras la carga de confinamiento inicial (30 kPa) y saturación.

5.2 Relaciones de los parámetros

Para la presentación y análisis de los resultados se muestran todos los gráficos bajo la siguiente simbología.

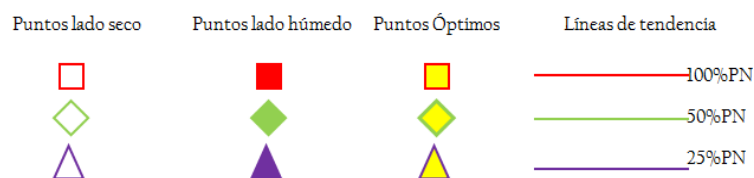


Figura 5.1. Simbología utilizada en la presentación de los resultados de los ensayos.

Para algunos niveles de energía, las figuras muestran dos tipos de valores: aquellos que son utilizados para demostrar la igualdad en la tendencia para cada relación de parámetros (puntos sobre la línea de tendencia), y los valores que corresponden a ensayos repetidos realizados con el propósito de verificar los resultados o aquellos que no se ajustan completamente (puntos fuera de la línea de tendencia).

5.2.1 Relaciones entre presión de poros, permeabilidad saturada al agua k y la velocidad de carga.

En la figura 5.2 se muestra la relación que existe entre el valor de la permeabilidad saturada y la presión de poros máxima generada en la etapa de carga isotrópica, se muestran para cada punto y energía los valores de la velocidad de carga aplicada en cada ensayo. Según la ecuación (9), las presiones generadas deben aumentar con la velocidad de carga y disminuir a medida que aumenta la permeabilidad (coeficiente de consolidación).

Los resultados de las probetas de energía 25%PN indica que para velocidades de carga muy lentas, la presión de poros generada también es pequeña (~20 kPa), pero si la velocidad se aumenta también se genera un aumento en la presión de poros, para estos ensayos una reducción de la permeabilidad genera junto con velocidades altas un aumento de la presión de poros.

En la energía del 50%PN este comportamiento no parece estar tan claro, ya que la aplicación de una misma velocidad de carga para diferentes probetas con distintas permeabilidades también produce un aumento gradual de la presión de poros, pero para permeabilidades bastante bajas podemos observar el mismo comportamiento que las probetas de 25%PN, donde un aumento de velocidad de 17.3 a 34.6 kPa/h genera un aumento importante en la presión de poros. Al mismo tiempo se observa que reducir la velocidad a bajas permeabilidades reduce el valor de la presión de poros.

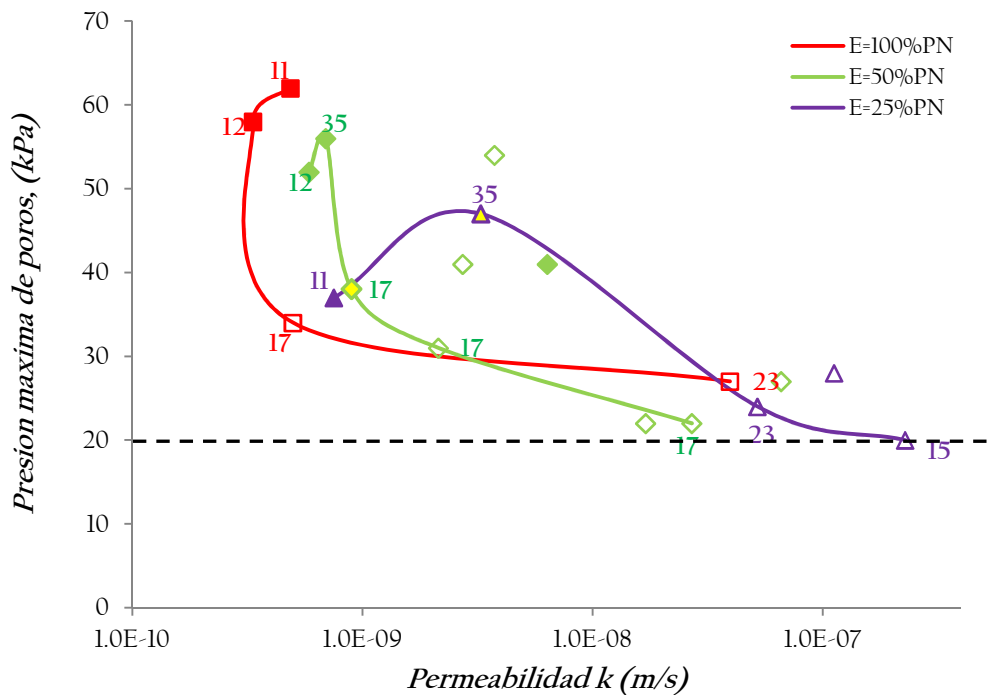


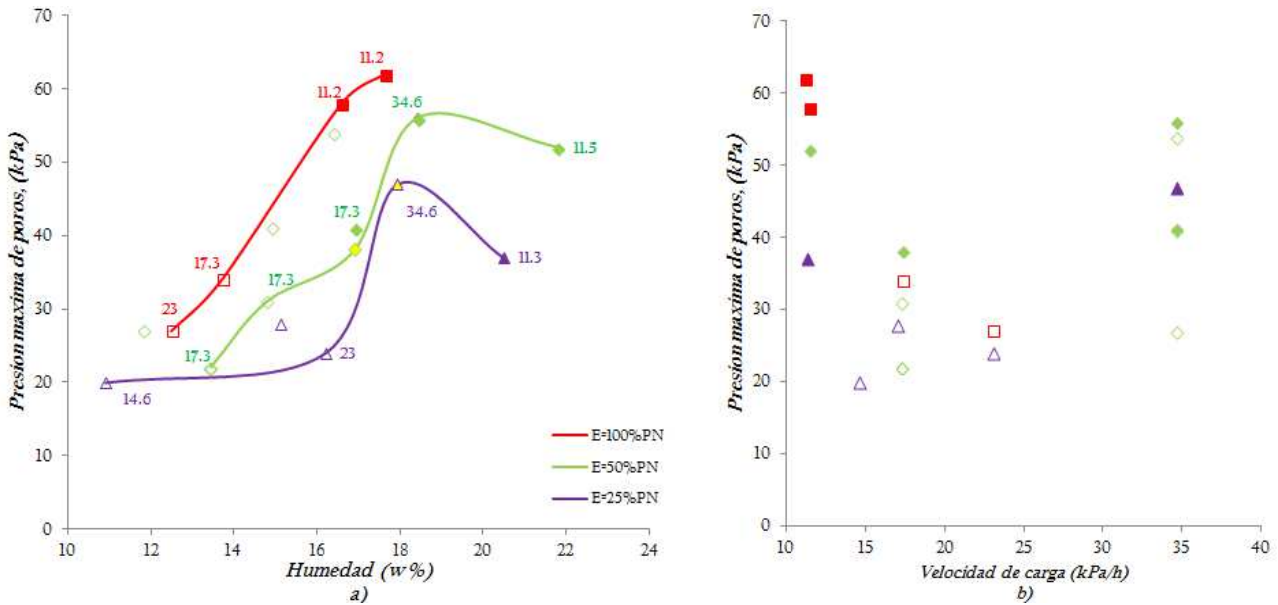
Figura 5.2. Presión de poros máxima medida según la permeabilidad inicial de las muestras. Cerca de cada punto se indica la velocidad de carga en kPa/h.

Para las probetas del 100%PN parece tener un comportamiento opuesto a las otras energías, aunque si coincide en que para bajas permeabilidades las velocidades aplicadas en las tres energías (-11 kPa/h) no son lo suficientemente lentas para evitar presiones de poros superiores a 30 kPa. Para entender mejor este comportamiento es necesario observar también cómo evoluciona la presión de poros para cada velocidad aplicada según el contenido inicial de humedad de compactación para cada energía Proctor. Ver figura 5.3

En la figura 5.3 se puede observar claramente la influencia del contenido inicial de humedad en la generación de presiones de poros. Para la energía del 25%PN, en humedades inferiores a la óptima, aumentar la velocidad de carga no genera un cambio muy significativo en las presiones de poros, pero para humedades cercanas y superiores a la óptima el aumento de velocidad si genera un aumento de la presión de poros. Sin embargo para niveles de energía superiores el comportamiento cambia, para la energía del 50%PN, mantener constante la velocidad de carga para contenidos de humedad inicial por debajo del óptimo si genera cambios importantes en la presión de poros, y un aumento de la velocidad para humedades superiores al óptimo sigue la misma tendencia de la energía 25%.

Esta influencia del contenido de humedad inicial sobre las presiones de poros generadas podría explicarse por la diferente estructura interna que crea la compactación a estas humedades. En la figura 5.3 b) se observa que para la mayoría de las probetas ubicadas en la rama seca, las presiones que se generan son ~30 kPa, para velocidades entre los 15 y 25 kPa/h.

En cambio para las probetas con humedades iguales o superiores al óptimo, a las que se le aplicó la velocidad de carga (-11 kPa/h) esta velocidad no es suficientemente lenta para evitar que se generen mayores presiones de poros. También se observa claramente la influencia del nivel de energía.



La Figura 5.3 a) muestra la relación entre la presión máxima de poros y el contenido de humedad inicial y los valores de velocidad sobre cada probeta (kPa/h), y b) la relación entre la presión máxima de poros y la velocidad de carga aplicada.

5.2.2 Relaciones de permeabilidad saturada al agua k , en función de los diferentes parámetros.

Las Figuras 5.4, 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 se presentan los valores de permeabilidad saturada al agua k , en la dirección vertical de flujo, en función de las condiciones iniciales de las probetas como ser el índice de poros e , (e_1 : índice de poros tras la compactación; e_2 : índice de poros tras la carga de 30kPa y saturación), humedad inicial ω_0 , densidad seca ρ_a (g/cm^3), succión inicial, y presión de preconsolidación (kPa), respectivamente. El efecto de la estructura bimodal hace que la permeabilidad, a igualdad de porosidad, sea mayor en las muestras compactadas del lado seco ya que los poros inter-agregados pueden tener un tamaño muy grande en relación a los poros de la estructura monomodal de las muestras del lado húmedo.

En la figura 5.4 se comprueba como una disminución en el índice de poros inicial antes de ensayar y tras la saturación de las muestras se traduce, en la disminución de la permeabilidad en condiciones saturadas.

En esta figura se observa las tendencias que siguen las probetas compactadas del lado seco del óptimo representadas por una línea intermitente, y la tendencia de las compactadas del lado húmedo con una línea continua. Las probetas del lado húmedo que no experimentan cambios significativos en el índice de poros antes y después de la saturación mantienen similar pendiente en la tendencia lineal, donde la reducción de la permeabilidad debida al índice de poros inicial es menos drástico que en la rama seca. Las probetas del lado seco si experimentan reducción del índice poros tras la saturación, pero siguen mostrando la similar tendencia, una reducción drástica de la permeabilidad asociada a la reducción del índice de poros.

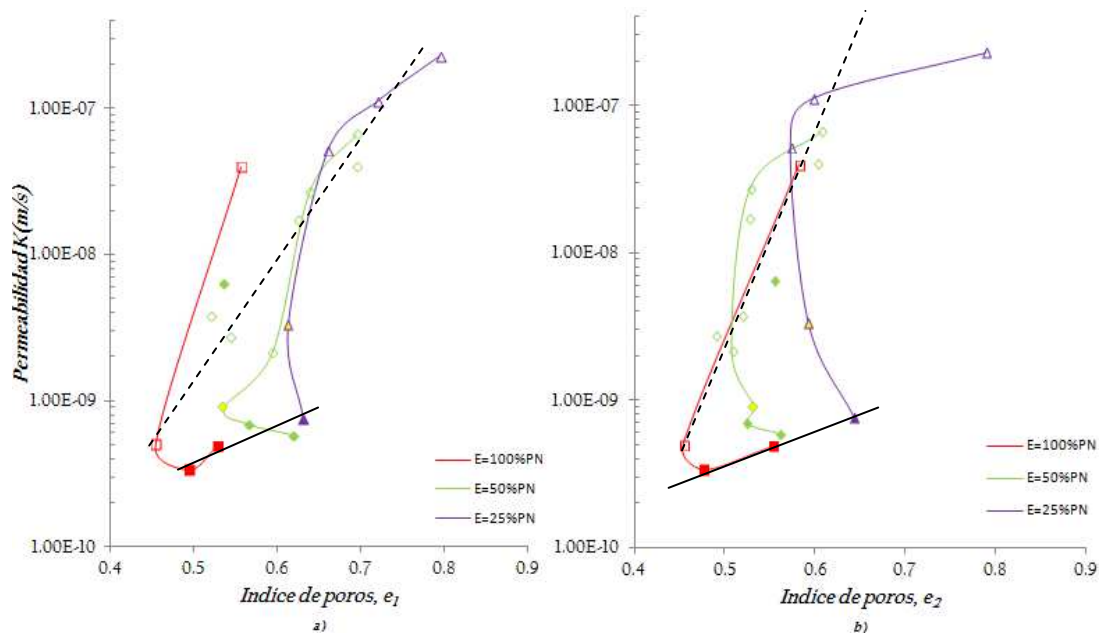


Figura 5.4. a) Permeabilidad saturada en función del índice de poros (e_1) antes de comenzar los ensayos y b) el índice de poros (e_2), tras finalizar la primera etapa de saturación.

Para cada nivel de energía Proctor un aumento de humedad inicial, produce una reducción gradual de la permeabilidad, con un valor pico y a partir del cual la permeabilidad tiene una tendencia constante en humedades iguales o superiores al óptimo. (Ver figura 5.5).

También se observa una reducción gradual de la permeabilidad conforme aumenta la densidad seca, pero para valores de densidades del lado húmedo, la reducción se vuelve menos brusca y casi constante. En general a bajas permeabilidades le corresponden altos valores de densidad, y viceversa, para cada nivel de energía. (Ver figura 5.6)

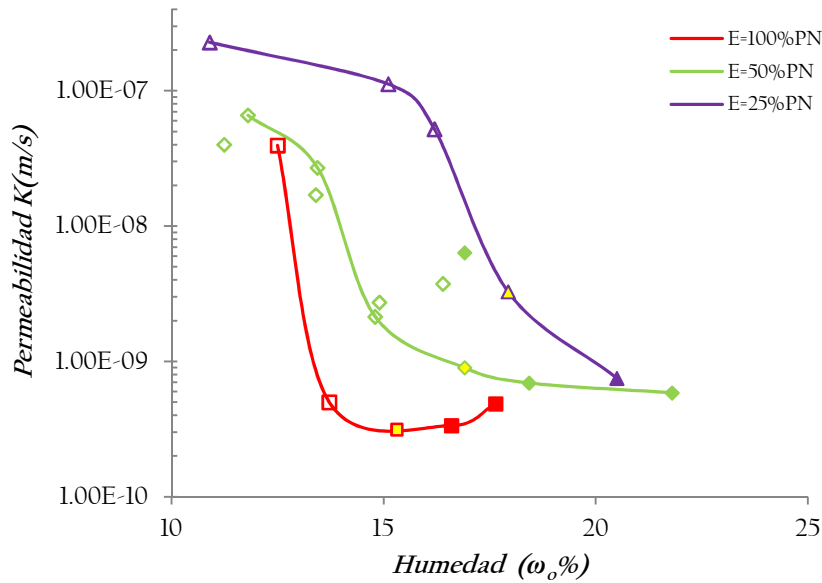


Figura 5.5 Permeabilidad saturada en función del contenido de humedad inicial ω_0 (%), de las probetas compactadas para los tres niveles de energía Proctor.

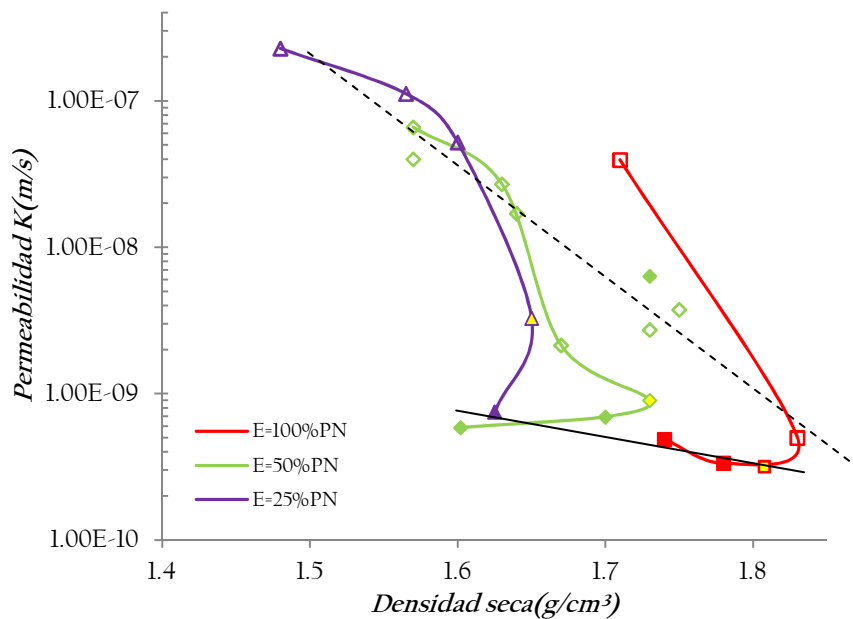


Figura 5.6 Permeabilidad saturada en función de la densidad seca inicial, de las probetas compactadas para los tres niveles de energía Proctor.

Se comprueba también como los valores de la permeabilidad disminuyen conforme disminuye la succión inicial. (Ver figura 5.7) La misma relación observada con la humedad inicial de la figura 5.5, donde un aumento del contenido de humedad (reducción de la succión inicial) se traduce en reducción de la permeabilidad, siendo siempre más drástico en las muestras del lado seco del óptimo.

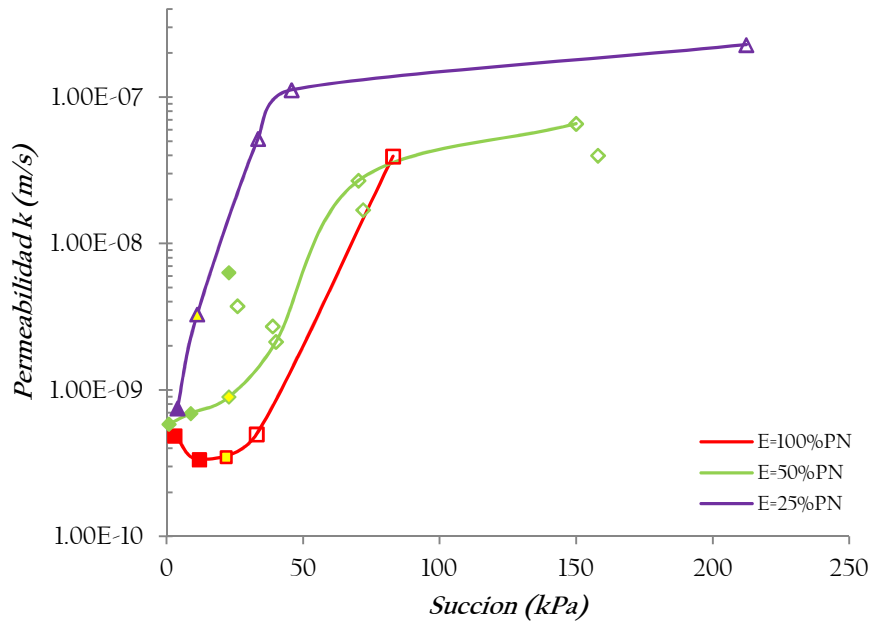


Figura 5.7 Permeabilidad saturada en función de la Succión (kPa), de las probetas compactadas para los tres niveles de energía Proctor.

La máxima presión de preconsolidación en cada nivel de energía se obtiene de probetas con valores de permeabilidad que corresponden a la rama seca, donde la estructura es del tipo bimodal con permeabilidades más altas, caso contrario ocurre en las muestras de la rama húmeda con una estructura más uniforme de poros. Figura 5.8. De las figuras anteriores 5.4 a la 5.8 parece clara la influencia del nivel de energía sobre los valores de la permeabilidad, este comportamiento de reducción de la permeabilidad conforme aumenta el nivel de energía se observa en todas las relaciones de la permeabilidad saturada con las diferentes condiciones iniciales.

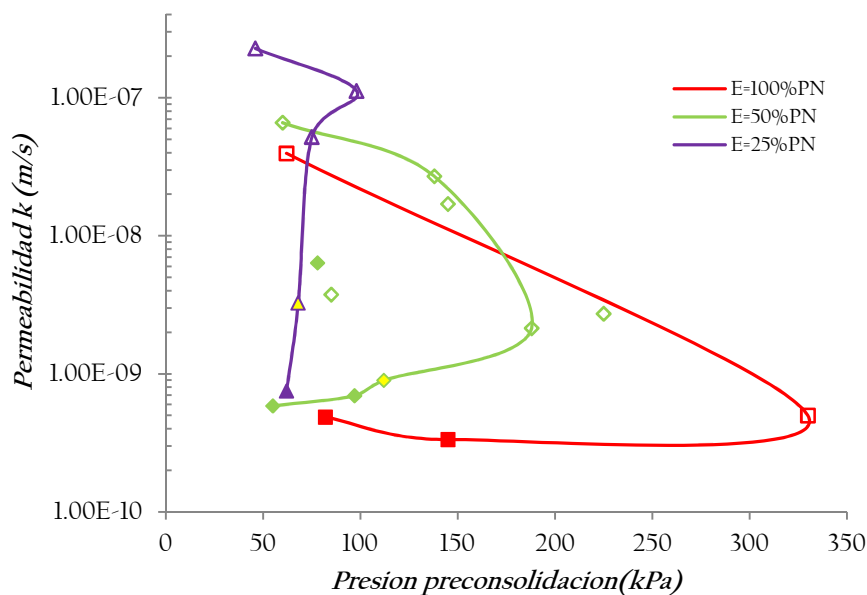


Figura 5.8 Permeabilidad saturada en función de la presión de preconsolidación (kPa), de las probetas compactadas para los tres niveles de energía Proctor.

5.2.3. Relación del modulo volumétrico K'

En el apartado 4.4, la tabla 4.4 muestra los valores del modulo volumétrico K' , para cada probeta ensayada, en el rango de presiones efectivas de 50 a 100kPa. La figura 5.9 muestra la relación de K' y la humedad inicial de compactación, se observa que el modulo K' crece con la humedad hasta un valor máximo dentro de la rama seca, luego disminuye conforme aumenta la humedad. Indicando para que condiciones de humedad se alcanza la mayor rigidez.

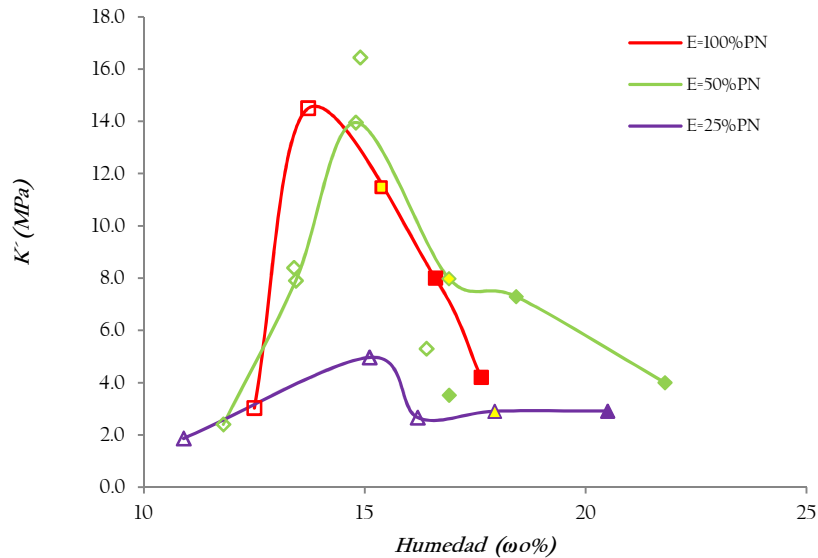


Figura 5.9. Comportamiento de la rigidez inicial K' , con la humedad de compactación inicial, de las probetas compactadas para los tres niveles de energía Proctor.

En la figura 5.10 se muestran, a modo de resumen, los gráficos de comportamiento de la densidad seca ρ_d , permeabilidad k , rigidez inicial K' y coeficiente de consolidación c_v , con la humedad de compactación inicial. Se puede observar como bajas densidades secas, con altos valores de permeabilidad tienen una rigidez muy baja y altos coeficientes de consolidación. Caso contrario ocurre con una probeta con una densidad seca alta, a la que le corresponden permeabilidades muy bajas, rigidez muy alta y coeficientes de consolidación muy bajos.

En cada uno de los gráficos claramente se manifiesta el efecto de la energía de compactación en el comportamiento de los parámetros, además se observa que el coeficiente de consolidación y la permeabilidad se comportan de forma muy similar, disminuyendo conforme se reduce la humedad. En todos los casos se manifiesta la influencia de la estructura interna del suelo creada por compactar en la rama seca del óptimo y en la rama húmeda.

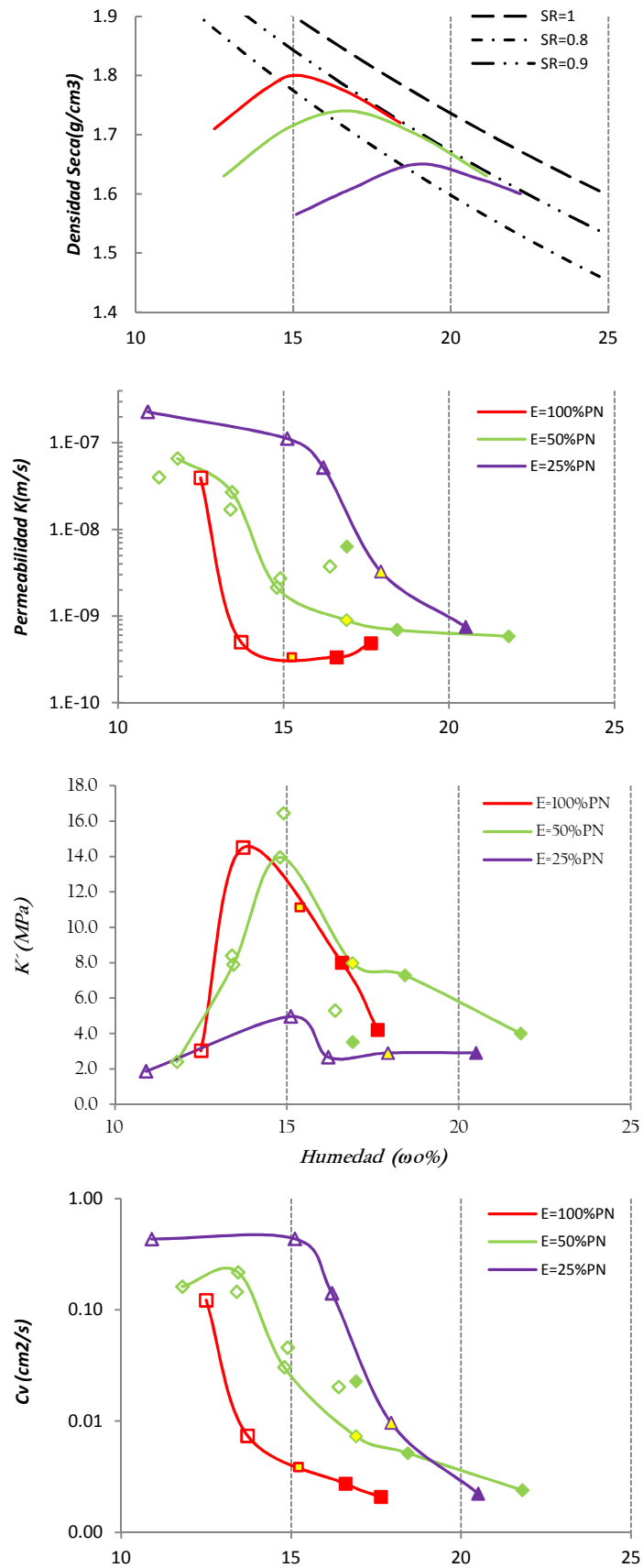


Figura 5.10. Comportamiento de la densidad seca ρ_d , permeabilidad k , rigidez inicial K' y coeficiente de consolidación c_v , con la humedad de compactación inicial.

5.3 Relaciones de la presión de preconsolidación en función de los diferentes parámetros.

5.3.1 Variación del valor de presión de preconsolidación en función de los diferentes métodos

Para cada uno de los niveles de energía y probetas ensayadas se obtuvieron los valores de la presión de preconsolidación a través de tres métodos, Casagrande ($e-p'$), Pacheco Silva ($e-p'$), y Becker ($w-p'$), las figuras 5.11, 5.12 y 5.13, presentan los diferentes valores que dan como resultado cada método para cada nivel de energía.

Estas figuras muestran que para cada probeta ensayada en las diferentes energías de compactación Proctor el valor obtenido de la presión de preconsolidación por medio de cada uno de los tres métodos utilizados varía muy poco. En cada figura se resalta el valor en kPa de la presión de preconsolidación correspondiente al método escogido de Becker et al. (1987) (ver apartado 3.4.5).

Puede observarse claramente para cada energía de compactación que hay una misma tendencia (línea intermitente) con un valor máximo de la presión de preconsolidación.

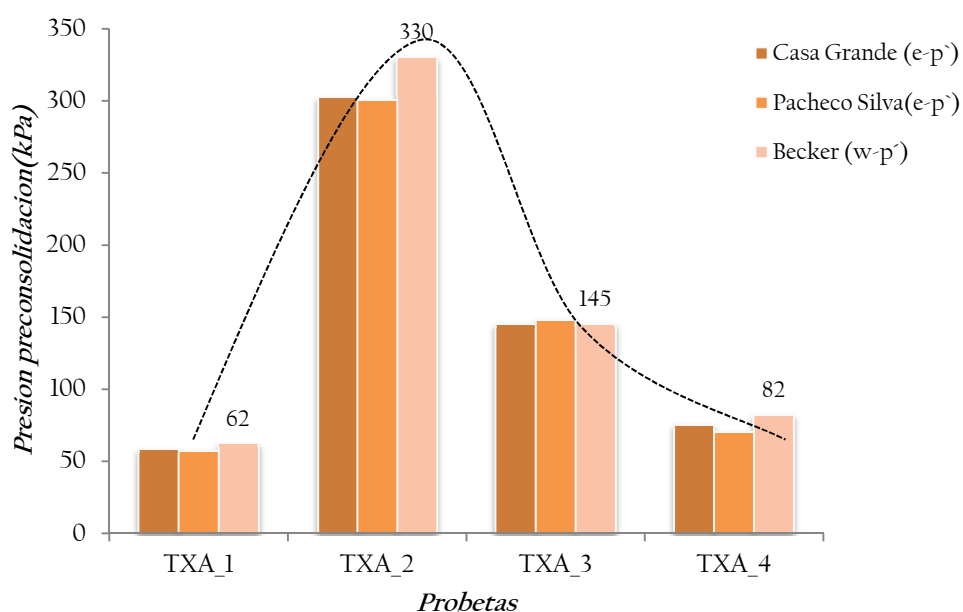


Figura 5.11. Valores de la presión de preconsolidación (kPa) según los tres métodos aplicados para las probetas compactadas a energía de 100%PN.

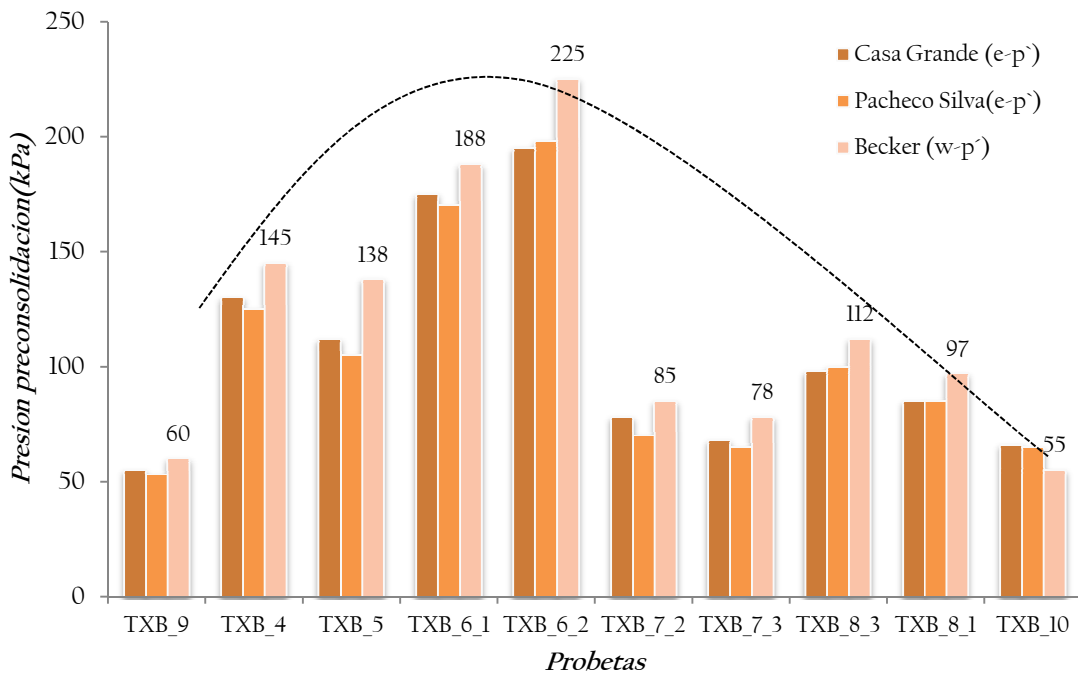


Figura 5.12. Valores de la presión de preconsolidación (kPa), según los tres métodos aplicados para las probetas compactadas a energía de 50%PN.

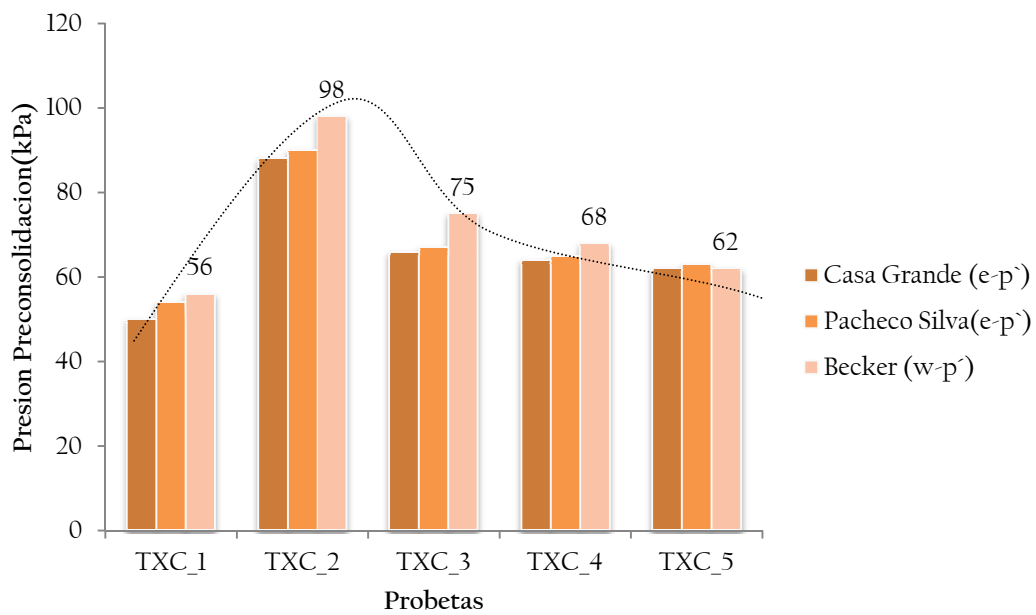


Figura 5.13. Valores de la Presión de preconsolidación (kPa), según los tres métodos aplicados para las probetas compactadas a energía de 25%PN.

5.3.2 Variación del valor de presión de preconsolidación en función de la velocidad de carga

Como se explicó en el apartado 4.4.2 que corresponde a las Curvas de Compresibilidad al 50%PN. Para este nivel de energía específicamente, se ha intentado la creación de dos probetas iguales para varios contenidos de humedad y densidad seca, con el objetivo de poder comprobar que el comportamiento fuera repetitivo. Estos pares de ensayos son (TXB_4 y TXB_5), (TXB_6_1 y TXB_6_2), y (TXB_7_2 y TXB_7_3) ver de la figura 4.9 a la 4.12 y resultados en la tabla 4.7 y 4.8. Observando el comportamiento de estas parejas de ensayos en condiciones iniciales similares se ha observado que la velocidad de carga es un factor muy importante en este tipo de ensayos drenados y afecta el valor de la presión de preconsolidación (p_o^*).

En general para estos ensayos se observa:

1. Ensayos TXB_4 y TBX_5: estos ensayos a igualdad de humedades iniciales ω_o , y velocidad de carga pero con una pequeña diferencia en las densidades secas ρ_d , los resultados de p_o^* son muy similares, un comportamiento esperado. Con un pequeño incremento de la presión para la probeta TXB_4 con ρ_d -1.64 g/cm³. Ver Figura 4.9 y 5.14.
2. Ensayos TXB_7_2 y TXB_7_3: un caso muy similar al anterior y como, estos ensayos tienen similares valores en humedades inicial ω_o y densidades secas ρ_d , también se aplicó la misma velocidad de carga para cada uno, los resultados de p_o^* reflejan un comportamiento muy similar al caso anterior, con una variación pequeña, siendo el valor de p_o^* ligeramente superior en la probeta TXB_7_2 ya que esta también tiene una densidad seca superior de ρ_d -1.75 g/cm³ lo que hace que el valor sea un tanto superior a la probeta con ρ_d -1.73 g/cm³. Ver Figura 4.11 y 5.14.

Además estas probetas corresponden a humedades iniciales cercanas o iguales al óptimo, pero los valores que se obtienen de p_o^* están ligeramente por debajo de los valores esperados para humedades sobre el óptimo. Esto es debido a que esta velocidad aplicada aun siendo igual para ambos ensayos es muy rápida y no alcanza a disipar los valores de las presiones de poros.

3. Quizá la comparación más apropiada para hacer es en los ensayos TXB_7_3 y TXB_8_3, estos ensayos tienen iguales humedades iniciales y densidades seca, pero velocidad de carga distinta (ver figura 5.15), los resultados de p_o^* reflejan que para velocidades de carga muy rápida como es el caso de TXB_7_3, el valor p_o^* se ve afectado, ya que las presiones de poros no alcanzan a disiparse totalmente y superan el valor de la presión de cola de 20kPa, lo que produce que ya no estemos en igualdad de tensiones totales y efectivas.

Por lo anterior se asume que en estas tensiones efectivas el valor de p_o^* sea menor que el de un ensayo más lento como es el caso del TXB_8_3, para el cual el valor de p_o^* es superior ya que no se generan presiones de poros tan altas, siendo un caso de deformación diferida en un tiempo mayor. Ver Figura 4.12. De los tres ensayos realizados sobre humedades cercanas al óptimo este ensayo con velocidad de carga más lenta refleja valores más acorde con lo esperado para ese rango de humedad.

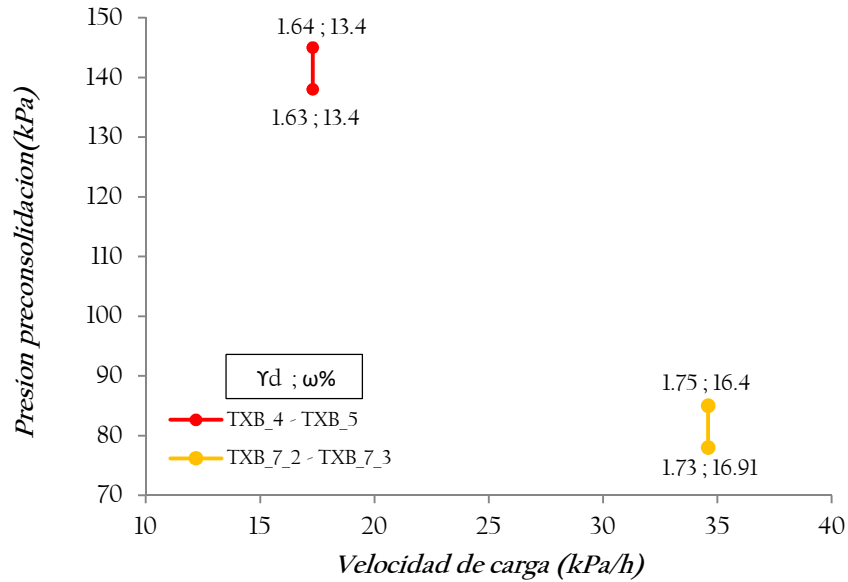


Figura 5.14. Comparación de los valores obtenidos de p_o^* en probetas TXB_4, TXB_5, TXB_7_2 y TXB_7_3, a igualdad de condiciones iniciales en el ensayo.

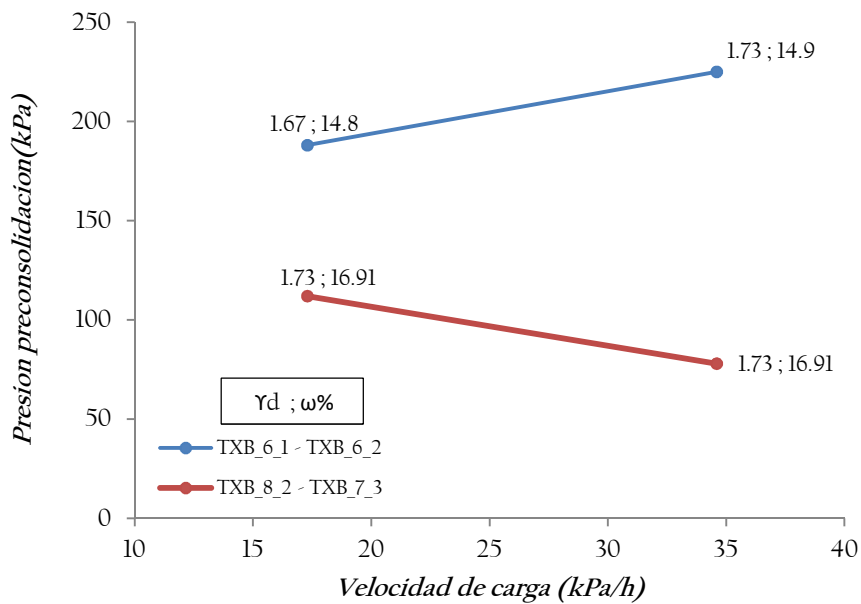


Figura 5.15. Comparación de los valores obtenidos de p_o^* en probetas TXB_6_1, TXB_6_2, TXB_7_3 y TXB_8_3, a igualdad de condiciones iniciales en el ensayo.

4. Los ensayos TXB_6_1 y TXB_6_2 tienen similar ω_o , pero varían en su densidad seca ρ_d y en velocidad de carga, los resultados de p_o^* reflejan que para la probeta con velocidad de carga rápida no se cumple lo observado en el caso del inciso 3, ya que en estas la diferencia de densidades añade un efecto contrario, observándose que para velocidades de carga rápida y con densidad superior, el valor de p_o^* es mayor, que para cargas lentas. Ver Figura 4.10.

Además se ensayaron las probetas TXB_8_1 y TXB_8_3, ver figura 4.13 los cuales siguieron la trayectoria de tensiones 3 (ver apartado 3.4.3), y fueron ensayados específicamente con el propósito de imponer, mediante una trayectoria de carga y descarga, una presión de preconsolidación de 400 kPa, y poder comprobar con los métodos elegidos cual se ajustaba mejor a obtener ese valor.

Para estos ensayos que presentan condiciones iniciales y velocidades de carga diferentes como se describe en la tabla 4.7, se observó que para velocidades de carga muy rápida el valor de 400 kPa no fue claramente encontrado por ninguno de los tres métodos, los resultados fueron superiores a este valor, por lo que se procedió a ensayar la probeta TX_8_3 con una velocidad de carga más lenta, en el cual si fue posible encontrar el valor buscado y de los resultados obtenidos de esta probeta el método que más se ajustó al valor impuesto de 400 kPa, fue el método de $w-p'$, Becker et al. (1987).

Las Figuras 5.16 y 5.17 muestran los resultados de estos dos ensayos realizados para encontrar $p_o^*=400$ kPa. Donde se observa claramente la influencia de la velocidad de carga sobre el parámetro de interés.

Para establecer las relaciones de estos valores de la presión de preconsolidación p_o^* para cada probeta y energía de compactación con el resto de los parámetros de interés, en este trabajo tomaremos como valor único el correspondiente al método de Becker et al. (1987).

En resumen, puede decirse que pequeños cambios de densidad seca y de humedad de compactación puede cambiar el valor de la presión de preconsolidación saturada. Adicionalmente, el efecto de la velocidad de carga puede ser apreciable, ya que influye en la duración del ensayo y en las deformaciones de tipo secundario que se producen en la muestra.

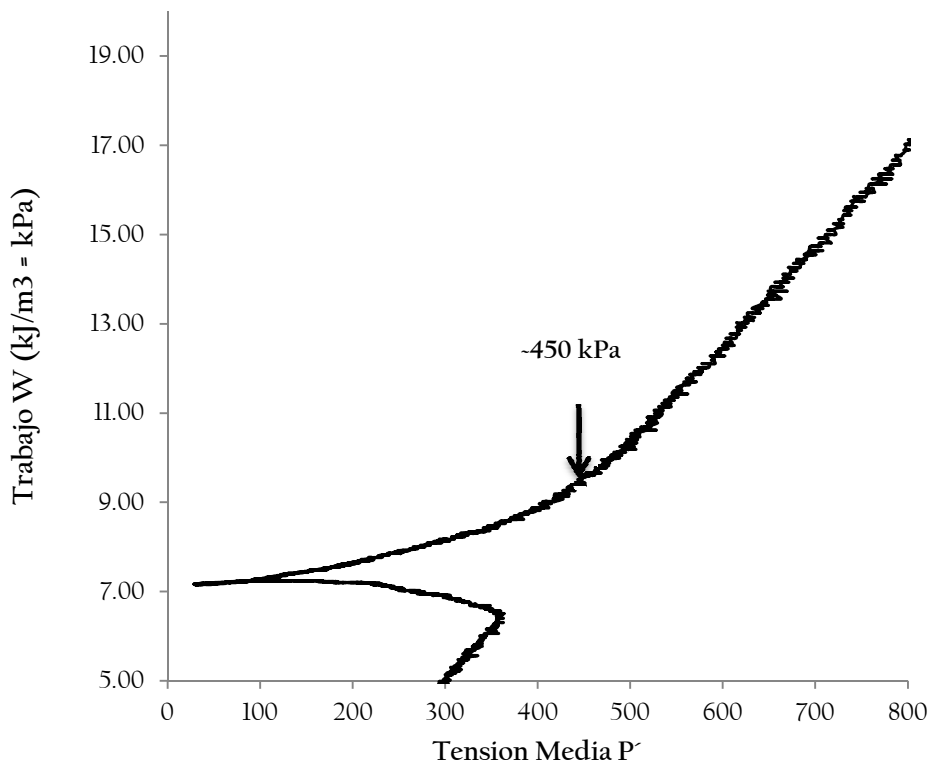


Figura 5.16. Ensayo TX_8_1, evaluando p_0^* por el método descrito por Becker et al. (1987) para encontrar $p_0^* = 400$ kPa, ensayo con velocidad de carga rápida.

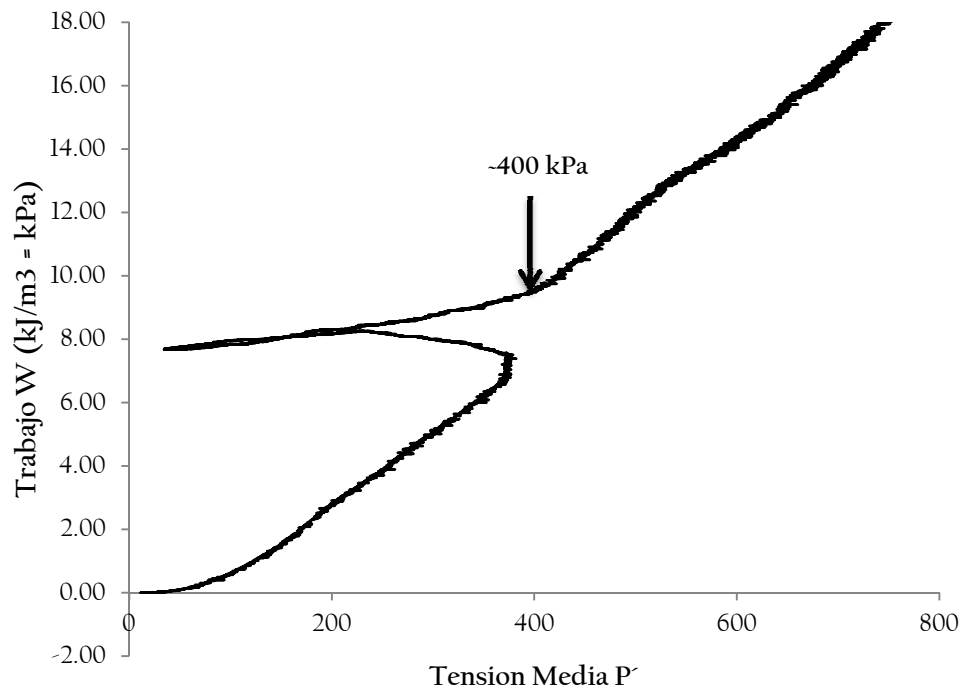


Figura 5.17. Ensayo TX_8_3, evaluado por el método descrito por Becker et al. (1987) para encontrar $p_0^* = 400$ kPa, ensayo con velocidad de carga lenta.

5.3.3 Variación del valor de presión de preconsolidación en función de las diferentes condiciones iniciales.

De la figura 5.18 a la 5.20 se muestran las relaciones del valor de la presión de preconsolidación (Becker), en función de las diferentes condiciones iniciales: densidad seca ρ_d (g/cm^3), humedad inicial $\omega_o(\%)$ y Succión (kPa).

De estas figuras podemos resumir:

1. El valor la presión de preconsolidación crece linealmente con la densidad seca hasta llegar a un valor máximo que no coincide con la densidad seca óptima para cada nivel de energía, este valor máximo de la presión se encuentra dentro de la rama seca, por el contrario en el óptimo, el valor comienza a descender y en la rama húmeda, el valor de la presión continua disminuyendo con la densidad seca. Esta relación de la presión de preconsolidación con la densidad seca muestra siempre un comportamiento creciente de la presión con la densidad en ambas ramas de la curva Proctor. Con la diferencia que en la rama seca se alcanzan valores de presión de preconsolidación superiores a los de la rama húmeda. Ver figura 5.18. Puede decirse que hay dos relaciones entre la humedad y p_0^* , con valores mayores en la rama seca y que coinciden en el valor de la humedad óptima.
2. Se observa que el valor la presión de preconsolidación crece también linealmente con la humedad hasta llegar también a un valor máximo, que de igual forma que la densidad seca no coincide con el valor óptimo de la humedad para cada nivel de energía. Este valor máximo se encuentra también dentro de la rama seca de cada nivel de energía, pero en los rangos de la humedad óptima para cada energía este valor de p_0^* , comienza a disminuir conforme continua creciendo la humedad. Ver figura 5.19.
3. Para entender la relación de la presión de preconsolidación con la succión también es necesario observar por separado el comportamiento tanto en la rama seca como húmeda de cada nivel de energía. Ver la figura 5.20.

Siguiendo lo reflejado en la figura en los rangos de elevada succión que pertenece a la rama seca del óptimo, la presión de preconsolidación crece conforme disminuye la succión hasta alcanzar un valor máximo. En cambio del lado de la rama húmeda ocurre lo contrario, la presión de preconsolidación decrece al mismo tiempo que decrece la succión. Se observa también que los valores máximos de la presión de preconsolidación se encuentran en el rango de succión muy similar para cada nivel de energía, aproximadamente (40-50 kPa).

En general, la presión de preconsolidación crece conforme crece la succión hasta un valor máximo en la rama húmeda, caso contrario sucede en la rama seca.

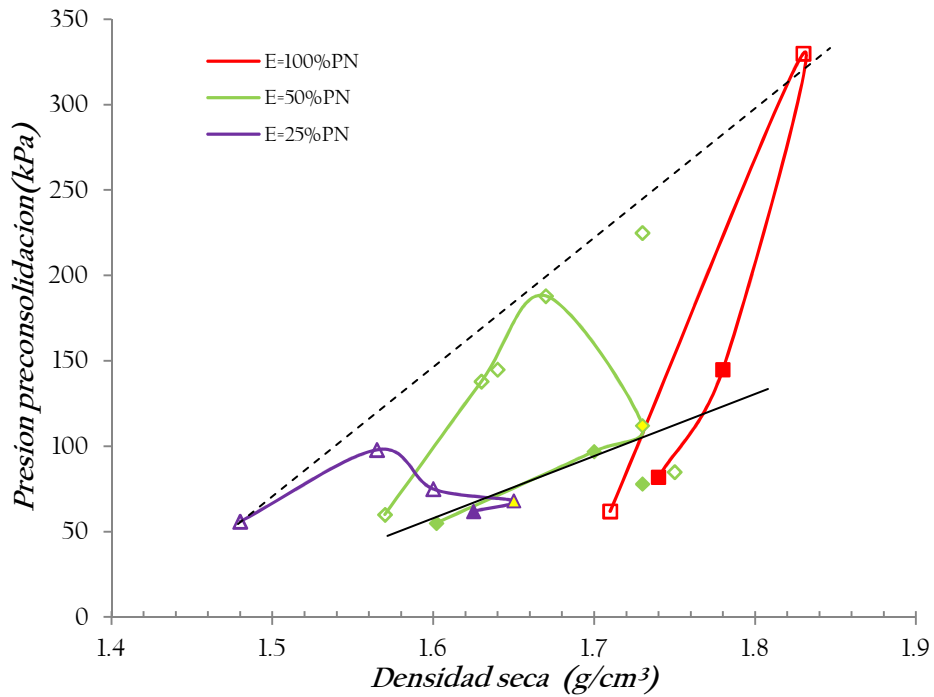


Figura 5.18 Presión de preconsolidación (kPa) en función de la densidad seca inicial, ρ_d (g/cm^3), para los tres niveles de energía Proctor.

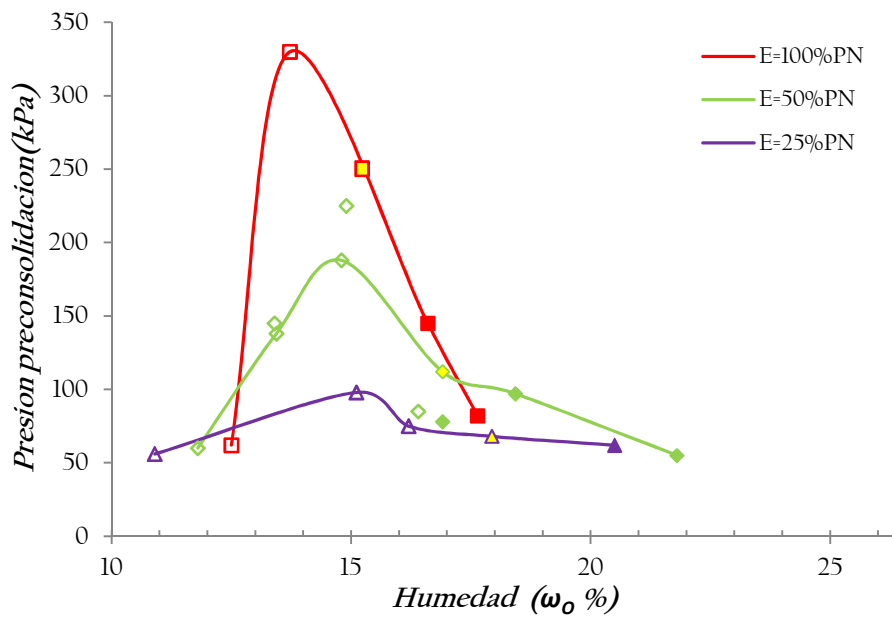


Figura 5.19. Presión de preconsolidación (kPa) en función de humedad inicial ω_o (%), para los tres niveles de energía Proctor.

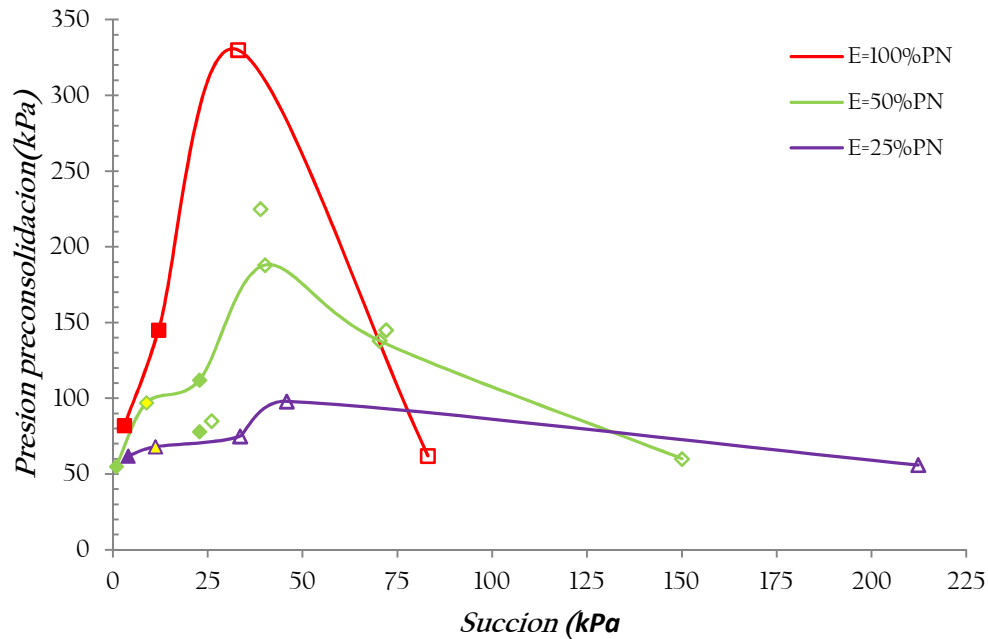


Figura 5.20. Presión de preconsolidación (kPa) en función de la Succión (kPa), para los tres niveles de energía Proctor.

5.4. Relaciones del índice de compresión (λ) y recompresión (κ) en función de los diferentes parámetros.

En las tabla 4.7, 4.9 y 4.10 se muestran los resultados obtenidos del cálculo del índice de compresión (λ) e índice de recompresión (κ) para cada nivel de energía, 100%PN, 50%PN y 25%PN respectivamente. En las figuras 5.21 a la 5.26 se muestran la relación del índice de compresión (λ) y los diferentes parámetros.

Ocurre con la humedad y el grado de saturación una relación muy similar con el índice de compresión λ , el cual decrece conforme crece la humedad inicial (rama seca), hasta llegar a un valor mínimo que coincide con la humedad óptima o cercana a ella, pero vuelve a crecer para humedades superiores al a la óptima (rama húmeda). Ver figuras 5.21 y 5.22.

En las figuras 5.22 y 5.23 puede observarse claramente la relación del grado de saturación y la succión con el índice de compresión λ , es muy similar a la relación con la humedad inicial, para todos los niveles de energía. Los valores del índice compresión λ , disminuyen conforme crece el grado de saturación y disminuye la succión, los valores mínimos para cada nivel de energía se encuentran en rangos muy similares con una clara tendencia para cada energía, que corresponden a los valores óptimos de humedad y densidad.

El índice de compresión λ decrece conforme crece la densidad seca, así para muestras con ρ_d bajas se obtienen λ altos, y lo contrario ocurre para muestras con ρ_d altas se obtiene valores bajos de λ , donde la muestra se vuelve más rígida. Ver figura 5.24. Para las energías más altas, 50%PN y 100%PN la relación se observa claramente lineal.

Con respecto a la permeabilidad, existe una relación muy similar a la que existe con el resto de los parámetros donde los valores máximos del índice de compresión λ corresponden a las probetas en las condiciones iniciales más opuestas, probetas con menor y mayor permeabilidad, y un valor mínimo que corresponde a las probetas con permeabilidades en las condiciones iniciales óptimas para cada energía. Ver figura 5.26.

De las figuras 5.21 a la 5.26 podemos deducir que el valor del índice de compresión λ en estado saturado, parece no ser una constante del material. Este parámetro varía según las condiciones iniciales del suelo, específicamente con la densidad seca y humedad inicial. Debido a la cantidad de ensayos realizados sobre el nivel de energía de 50%PN este comportamiento puede observarse muy claramente, el resto de las energías con menor cantidad de ensayos siguen la misma tendencia.

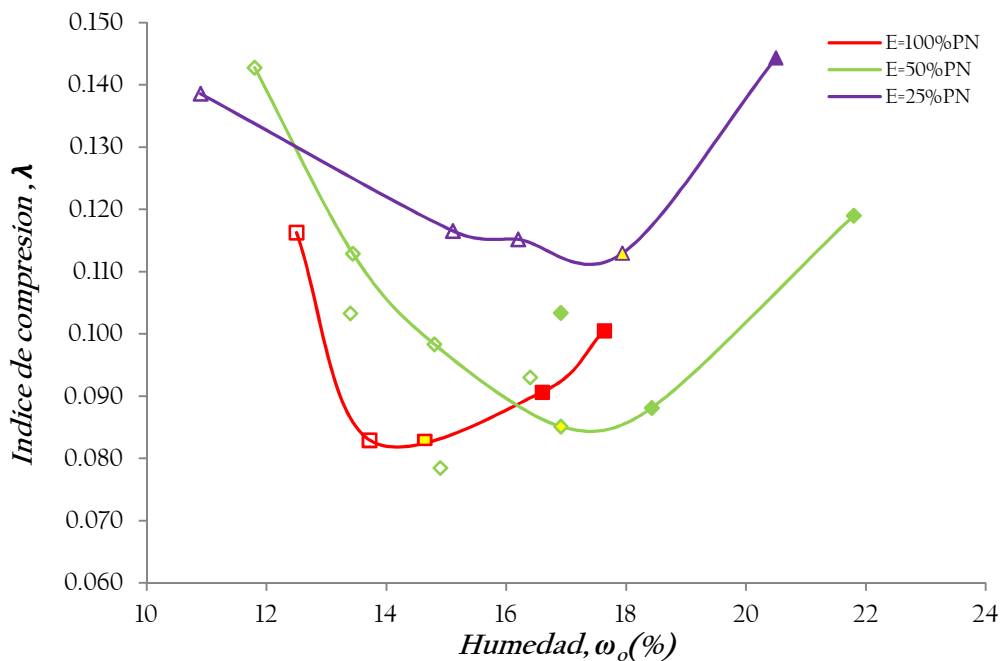


Figura 5.21 Relación que existe entre la humedad inicial ω_0 (%) y el índice de compresión λ , para los tres niveles de energía Proctor.

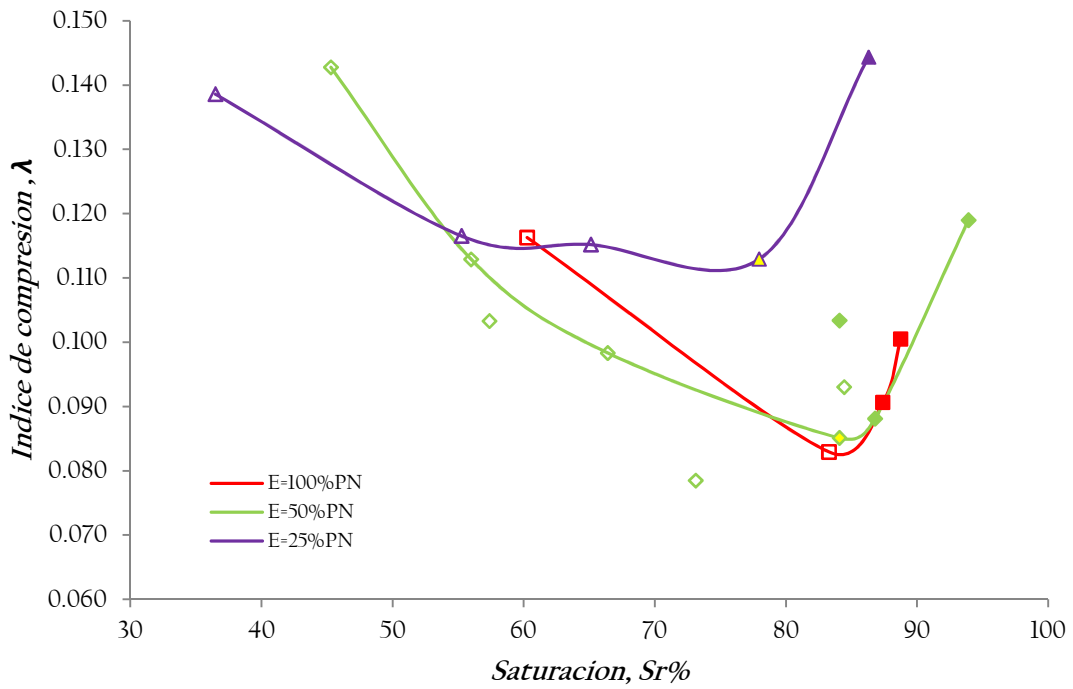


Figura 5.22 Relación que existe entre el grado de saturación inicial S_r (%) y el índice de compresión λ , para los tres niveles de energía Proctor.

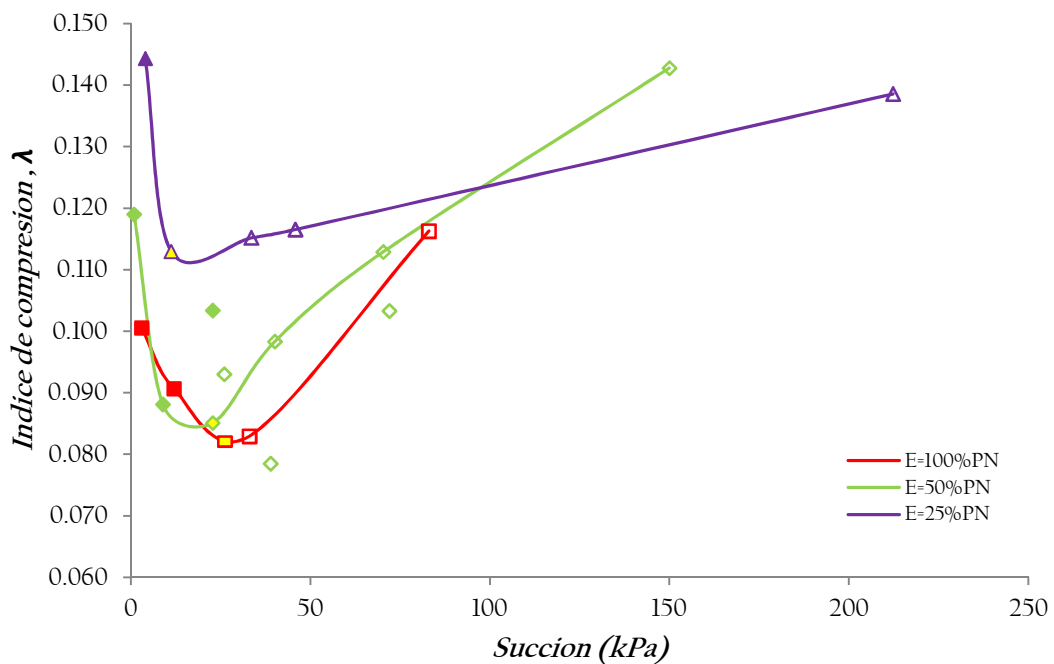


Figura 5.23. Relación que existe entre la succión inicial y el índice de compresión λ , para los tres niveles de energía Proctor.

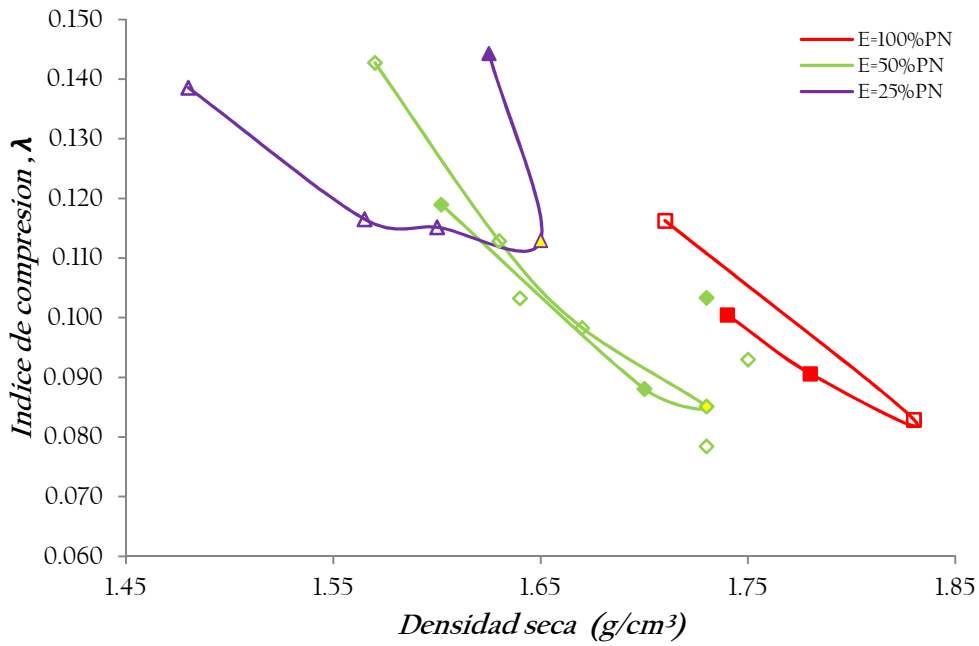


Figura 5.24 Relación que existe entre la densidad seca ρ_d y el índice de compresión λ , para los tres niveles de energía Proctor.

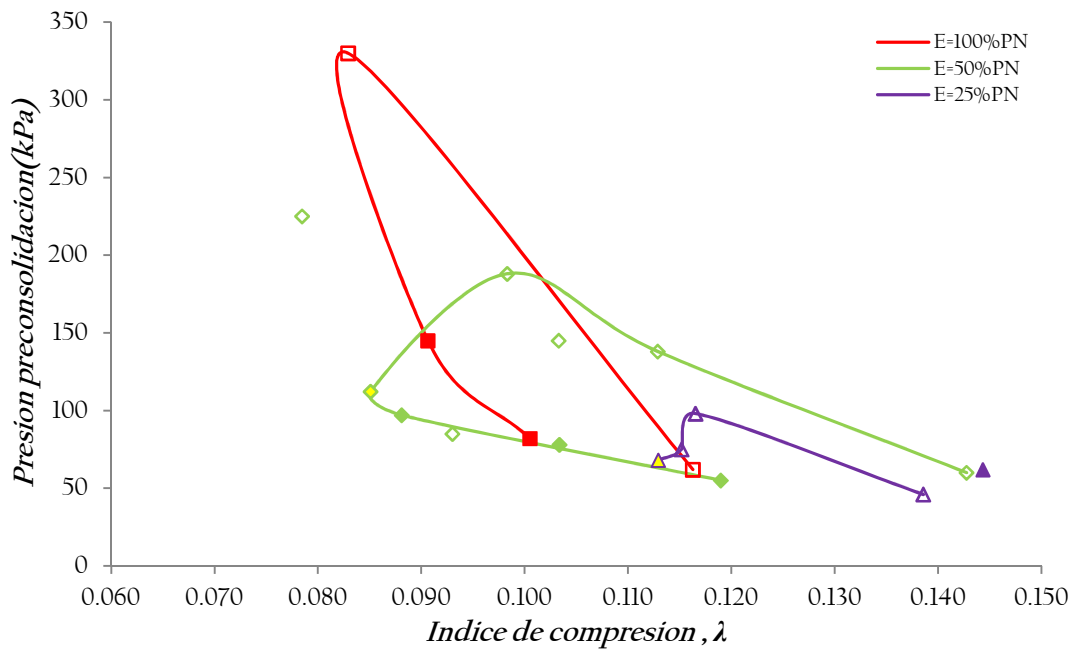


Figura 5.25 Relación que existe entre la presión de preconsolidación (p_0^*) y el índice de compresión λ , para los tres niveles de energía Proctor.

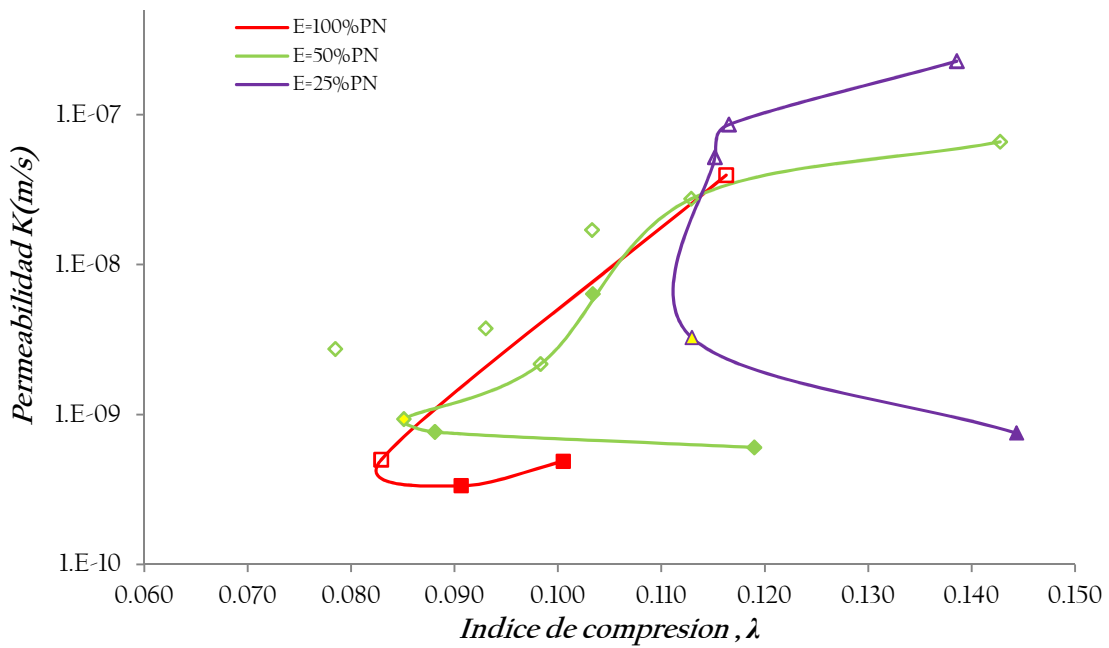


Figura 5.26 Relación que existe entre la permeabilidad saturada y el índice de compresión λ , para los tres niveles de energía Proctor.

De forma similar que en el aparatado anterior se pueden establecer el efecto de la velocidad de carga aplicada en la rigidez final de las muestras. Considerando los valores obtenidos para las parejas de ensayos en condiciones similares de la tabla 4.8 y de las figuras 4.9 a la 4.14. De estos resultados podemos deducir que:

1. Ensayos TXB_4 y TBX_5: reflejan índice de compresión similar, con muy poca variación. Ver figura 4.9.
2. Ensayos TXB_7_2 y TXB_7_3: los resultados de λ reflejan también una rigidez similar, con muy poca variación. Aunque estos valores si se ven afectados por la velocidad de carga que es igual en ambos pero sigue siendo más rápida de lo que debería ser para esas condiciones iniciales. Ver figura 4.11.
3. Ensayos TXB_7_3 y TXB_8_3: los resultados del índice de compresión λ , reflejan que para velocidades de carga muy rápida como es el caso de TXB_7_3, la probeta es menos rígida con un valor mayor de λ que el que se obtiene en iguales condiciones iniciales pero velocidades de carga bajas, que es el caso del ensayo TXB_8_3. Ver figura 4.12.
4. Ensayos TXB_6_1 y TXB_6_2: los resultados del índice de compresión, λ reflejan que para la probeta con velocidad de carga rápida no se cumple lo observado en el caso anterior, ya que en estas probetas la diferencia de densidades añade un efecto contrario, rigidiza la probeta, observándose que para velocidades de carga rápida y con densidad superior el valor de λ es menor, que para cargas lentas. Ver figura 4.10.

Los valores del índice de recompresión fueron evaluados únicamente en ciertas probetas para un único nivel de energía del 50%PN. Los valores pueden verse en la tabla 4.8, y la figura 5.27 establece la relación entre los dos índices para las probetas TXB_5, TXB_6_1, TXB_7_2, TXB_7_3 y TXB_9. En las curvas de compresibilidad de cada una de estas probetas (ver apartado 4.4.2) se observa en la rama de descarga que el valor de κ , es muy similar para cada una.

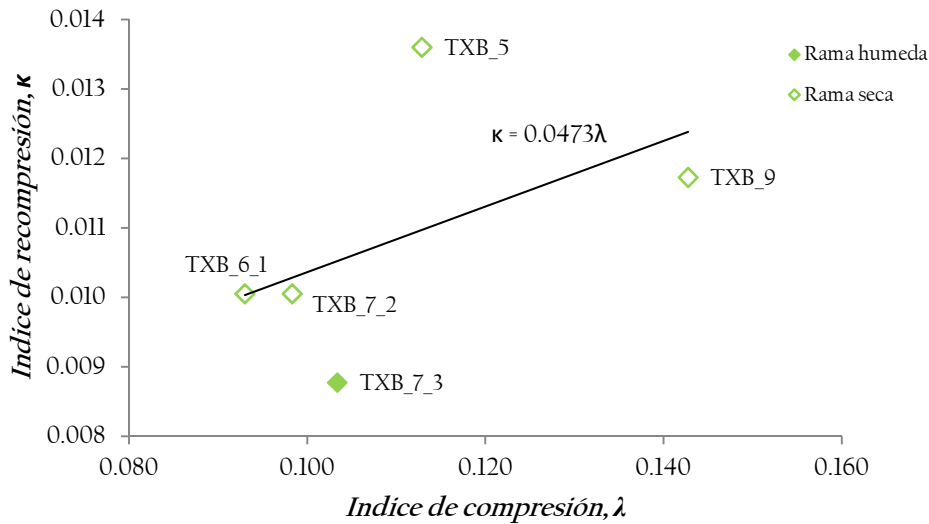


Figura 5.27 Relación índice de compresión λ , e índice de recompresión κ .

En las figuras 5.28 y 5.29 se muestra la relación que existe entre los valores de los índices de compresión y recompresión de las probetas para cada energía con respecto a los índices de poros inicial e índice de poros tras la etapa de saturación a 30 kPa.

Se observa para la figura 5.28 como la compresibilidad aumenta con un aumento del índice de poros. La relación sigue siendo del mismo tipo antes y después de saturar las probetas, para cada nivel de energía.

Sin embargo, no existe una relación tan clara para el índice de recompresión debido a la falta de datos, ya que solo se realizaron descargas en muy pocas probetas y las que se hicieron fueron solamente para el nivel de energía de 50%PN.

En las figuras 5.30 y 5.31 se muestran la relación entre el parámetro $N(s)$ del modelo BBM y los índices λ y κ , de las probetas del nivel de energía 50%PN para las que se llevaron a cabo trayectoria de carga y descarga. En la relación del índice de compresión se observa que el parámetro $N(s)$ crece linealmente con λ .

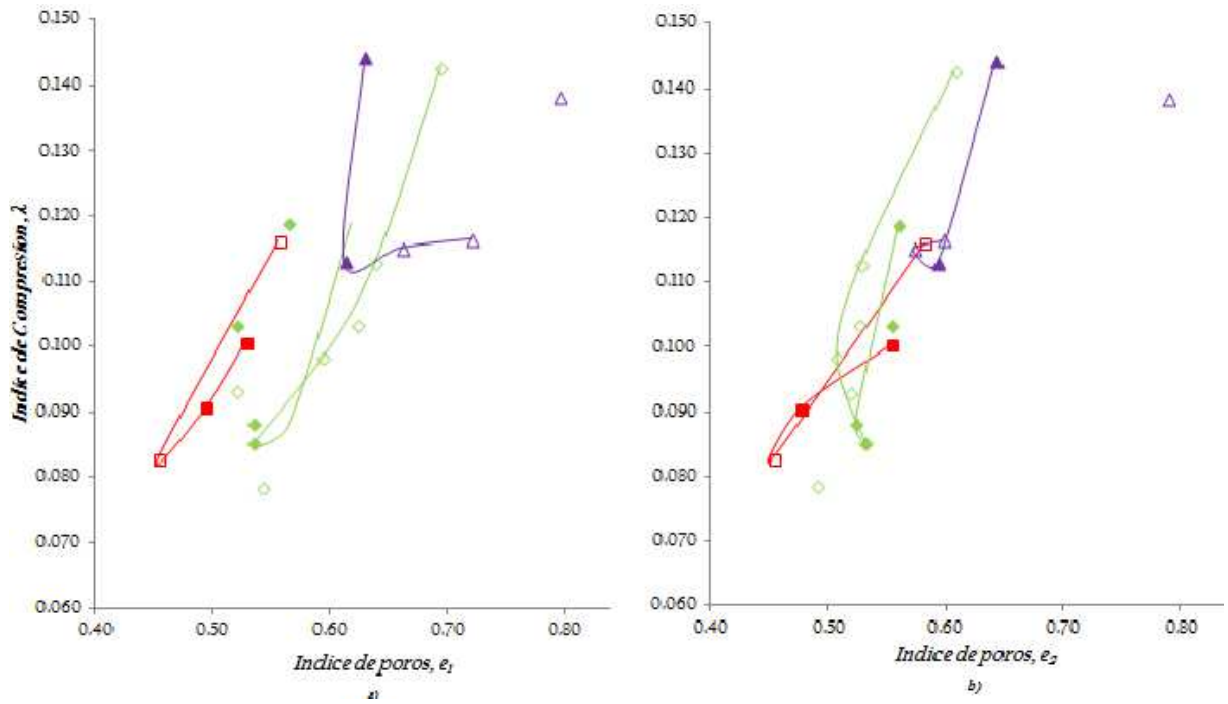


Figura 5.28 a) Índice de compresión λ , en función del índice de poros (e_1) antes de comenzar los ensayos y b) el índice de poros (e_2), tras finalizar la primera etapa de saturación.

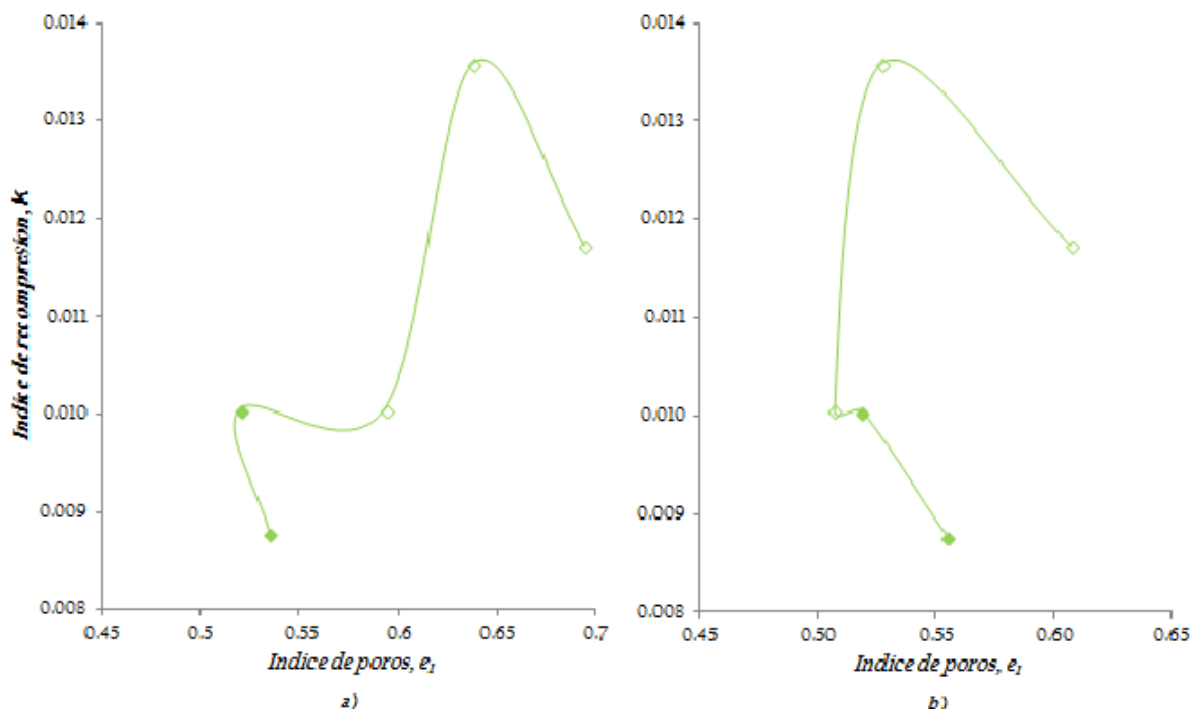


Figura 5.29 a) Índice de recompresión k , en función del índice de poros (e_1) antes de comenzar los ensayos y b) el índice de poros (e_2), tras finalizar la primera etapa de saturación.

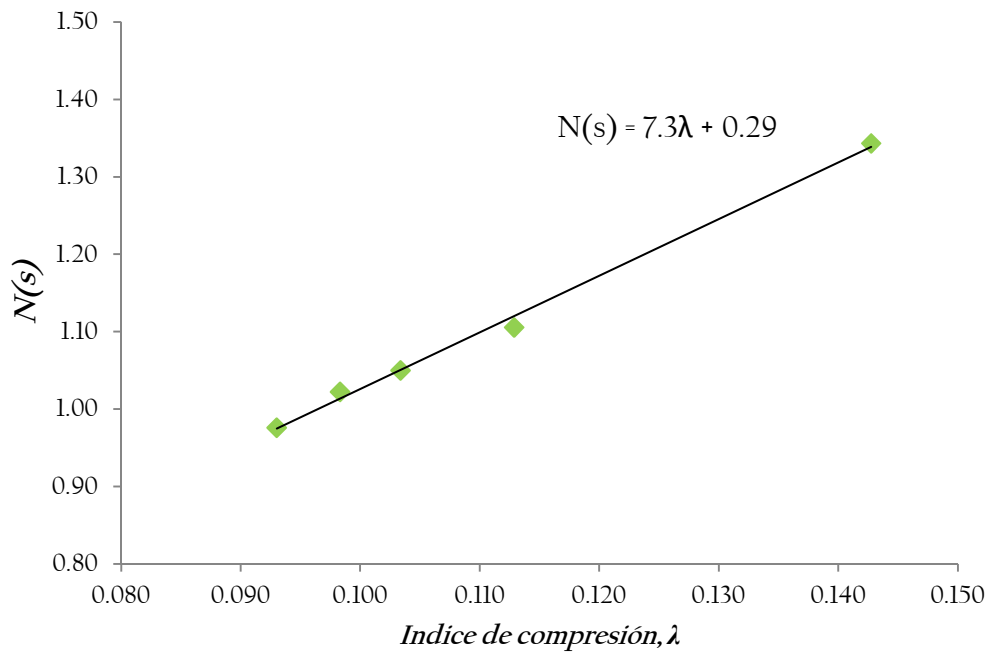


Figura 5.30 Relación del índice de compresibilidad con el parámetro $N(s)$ del modelo BBM, para las probetas con trayectoria de carga y descarga.

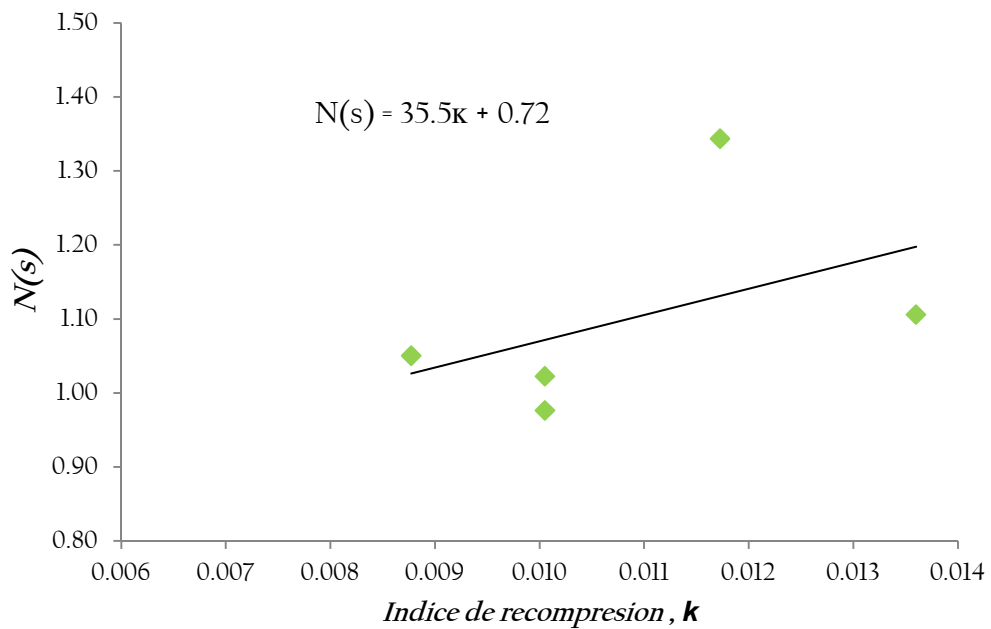


Figura 5.31 Relación del índice de recompresión con el parámetro $N(s)$ del modelo BBM, para las probetas con trayectoria de carga y descarga.

5.5 Caracterización de la presión de preconsolidación

En la Figura 5.32 se representan los resultados de la presión de preconsolidación y succión obtenidos para cada probeta de las energías de compactación. Se presentan según el color que le corresponde a cada energía de compactación a la izquierda el valor de la presión de preconsolidación y a la derecha el valor de la succión, ambos en kPa. En la figura se dibuja una línea recta de color amarillo que representa los valores máximos de la presión de preconsolidación para cada energía, estableciendo así unas condiciones de compactación (densidad seca y humedad) para una máxima presión de preconsolidación. Estos valores máximos se presentan en la Tabla 5.1

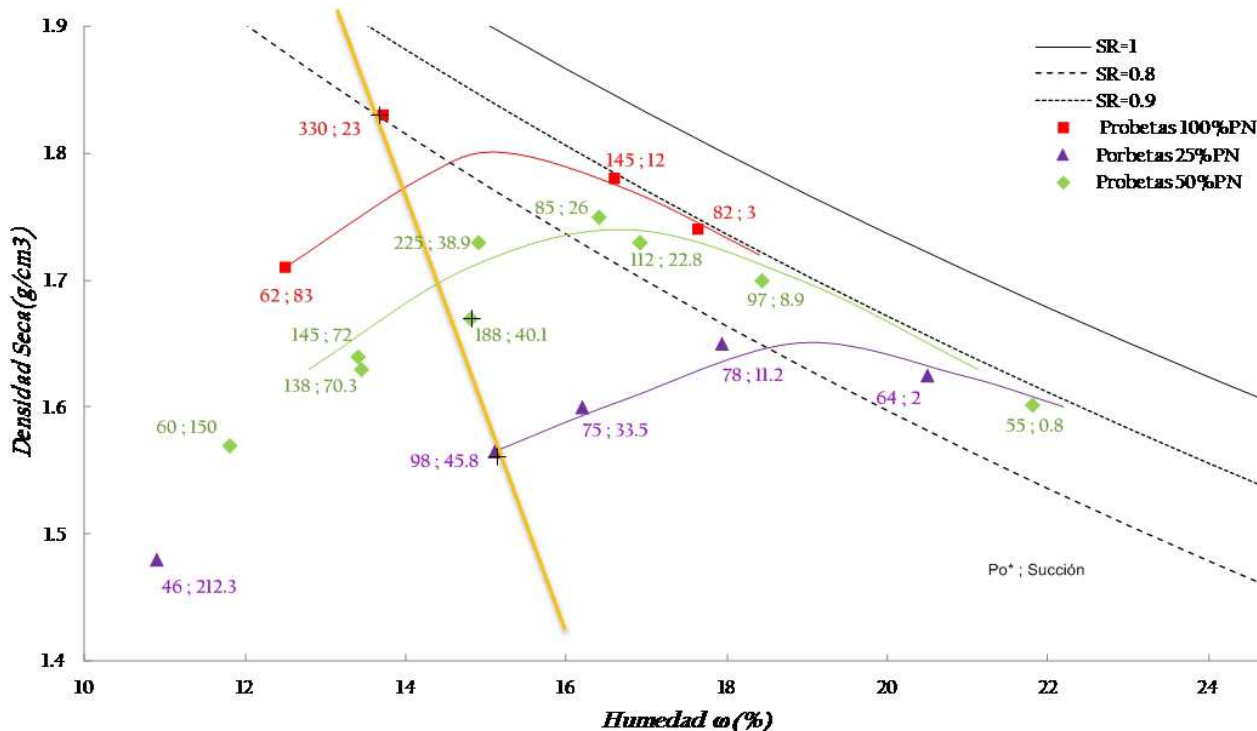


Figura 5.32 Resultados de presión de preconsolidación y succión (kPa) obtenidos según las condiciones de compactación.

Energía Proctor	Presión		
	preconsolidación (kPa)	ρ_d (g/cm ³)	ω_o (%)
100%	330	1.83	13.72
50%	188	1.67	14.8
25%	98	1.56	15.11

Tabla 5.1 Resultados de presión de preconsolidación y succión (kPa), valores máximos obtenidos según las condiciones de compactación.

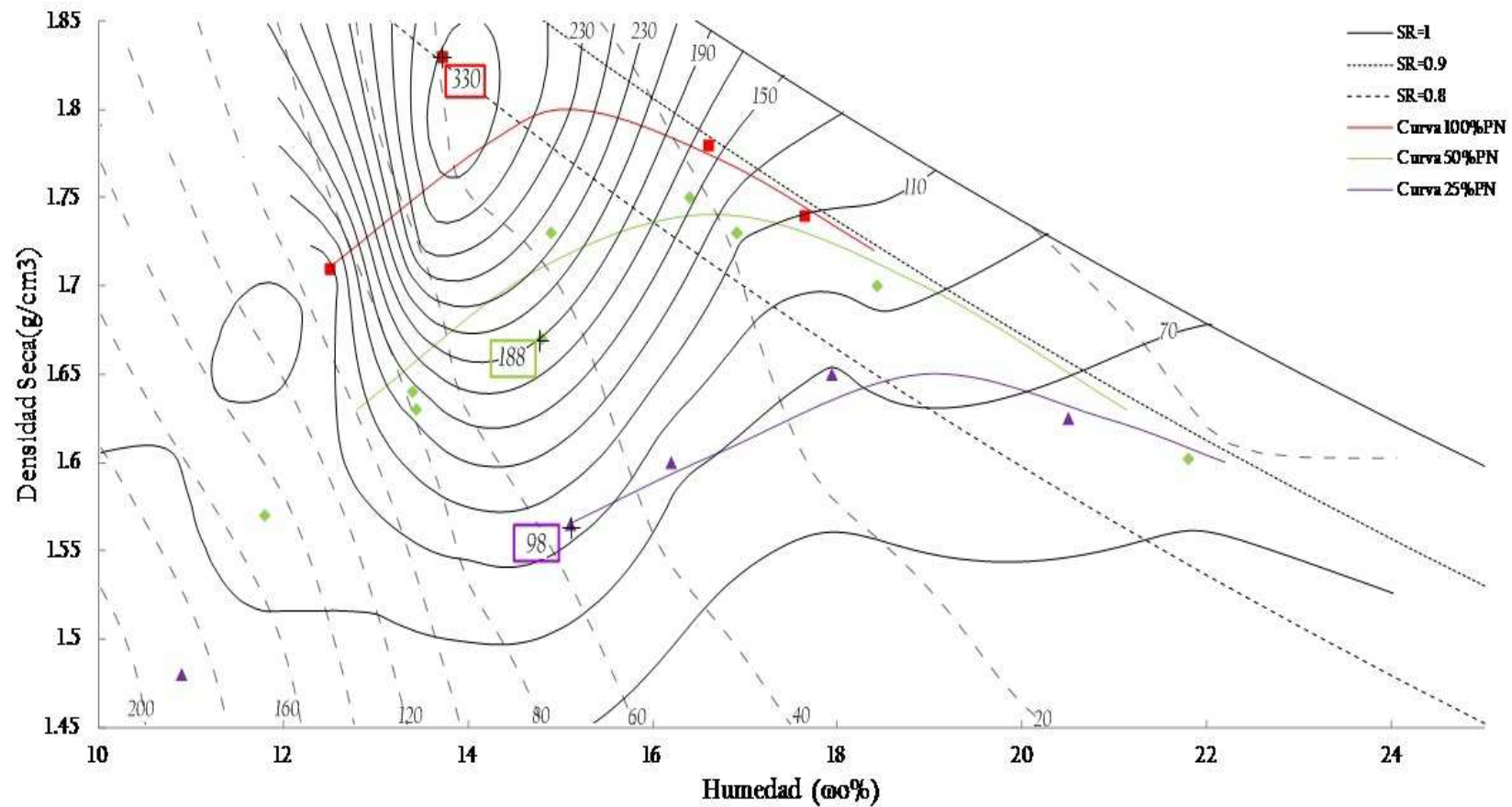


Figura 5.33 Representación de las isótopos de presión de preconsolidación y de succión obtenidos para todas las condiciones de compactación. La succión se indica con líneas punteadas y sus valores se muestran en el eje horizontal, las líneas de presión de preconsolidación se indican con líneas continuas y los valores para curva se muestran al final, siguiendo las curvas.

En la figura 5.33 la presión va reduciendo su valor conforme disminuye la energía de compactación además se observa que las máximas presiones de consolidación (puntos en forma de cruz sobre cada punto máximo para cada nivel de energía) y cuyos valores se encuentran sobre la línea de succión -40 kPa (Ver figura 5.20), con humedades de 14-15% para todas las energías de compactación (ver figura 5.19).

5.6. Análisis de los cambios volumétricos en la etapa de saturación

El análisis de los cambios volumétricos producidos tras la etapa de saturación en todas las probetas ensayadas se hará por medio de dos enfoques diferentes, en el primero se consideran los cambios volumétricos debidos a fenómenos de simple colapso dentro del marco de los modelos elastoplásticos para suelos no saturados. Y en el segundo, los cambios volumétricos experimentados en la etapa de saturación se consideran como una posterior expansión de la línea de fluencia inducida por la saturación, modelos elastoplásticos con endurecimiento anisótropo.

5.6.1 Relación de los cambios volumétricos tras la etapa de saturación con los diferentes parámetros.

A continuación se muestran en las figuras 5.34 a 5.38 los cambios de volumen que experimentaron las probetas ensayadas tras la etapa de carga (30 kPa) y saturación en relación con las diferentes condiciones iniciales y parámetros. En cada grafico de consideran como colapso los valores positivos de la escala vertical. Además se considera como error en los valores aproximadamente el $\pm 1.0\%$.

En la figura 5.34 se puede observar como el valor del potencial del colapso aumenta de forma vinculada al aumento del índice de poros, hay una marcada diferencia de los valores para la rama seca las probetas experimentan mayores colapsos, por otra parte las probetas de la rama húmeda presentan colapso mucho menor y para las que se encuentran en el óptimo no se presentan cambios significativos. Este comportamiento es muy claro para las energías del 25 y 50 %PN, sin embargo para la energía del 100%PN los valores calculados de los cambios de volumen están dentro del rango considerado como error, asumiendo que no hay cambio significativo.

En las figuras 5.35, 5.36 y 5.37 también observamos el mismo comportamiento para probetas con grados de saturación inicial bajos y menores al 80%, humedades iniciales bajas menores al 16% y succiones superiores a 40 kPa los cambios de volumen por colapso son mayores y aumentan con la disminución del grado de saturación y humedad, que corresponden a valores de succión elevadas.

Al comparar los valores iniciales de la densidad seca para cada probeta con los cambios de volumen experimentados tras la etapa de saturación (ver figura 5.38), se puede observar la relación de los cambios de volumen más grandes a densidades más bajas para los niveles de energía del 25 y 50%PN. Las probetas del 100%PN siguen considerándose para casi todas las comparaciones como valores dentro del error considerado del $\pm 1.0\%$, asumiendo que a mayor energía de compactación no hay cambios significativos.

Este comportamiento de colapso por saturación con una carga de 30 kPa y la posterior obtención de una plastificación en una trayectoria de aumento de carga no puede ser explicado por un modelo plástico simple del tipo BBM (Alonso et al., 1990).

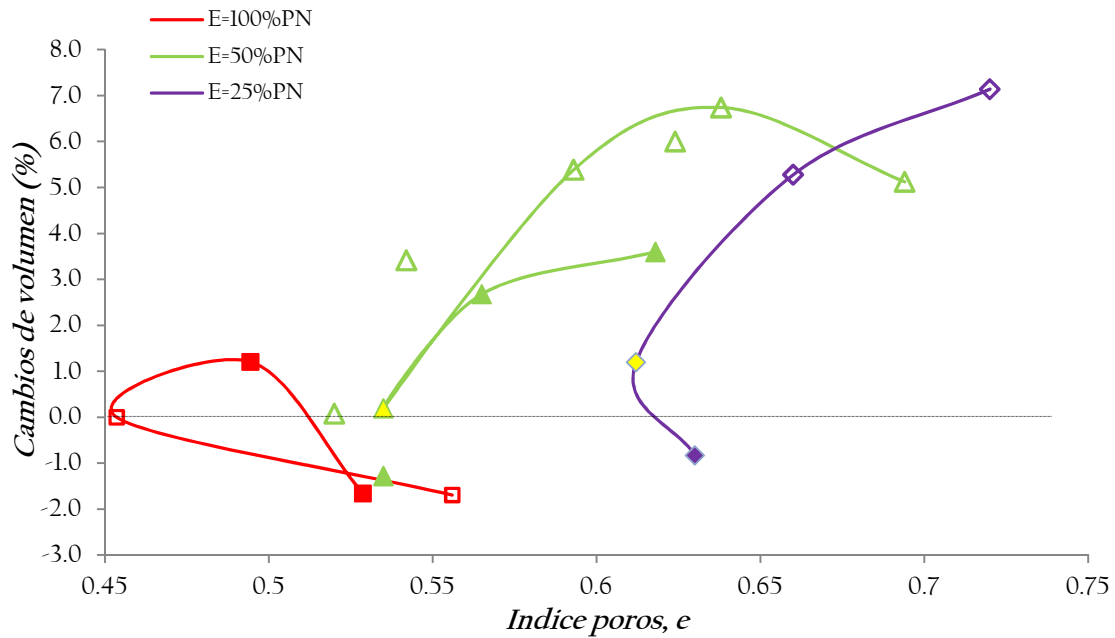


Figura 5.34 Relación de los cambios de volumen tras la etapa de saturación en función del índice de poros inicial, para los tres niveles de energía Proctor.

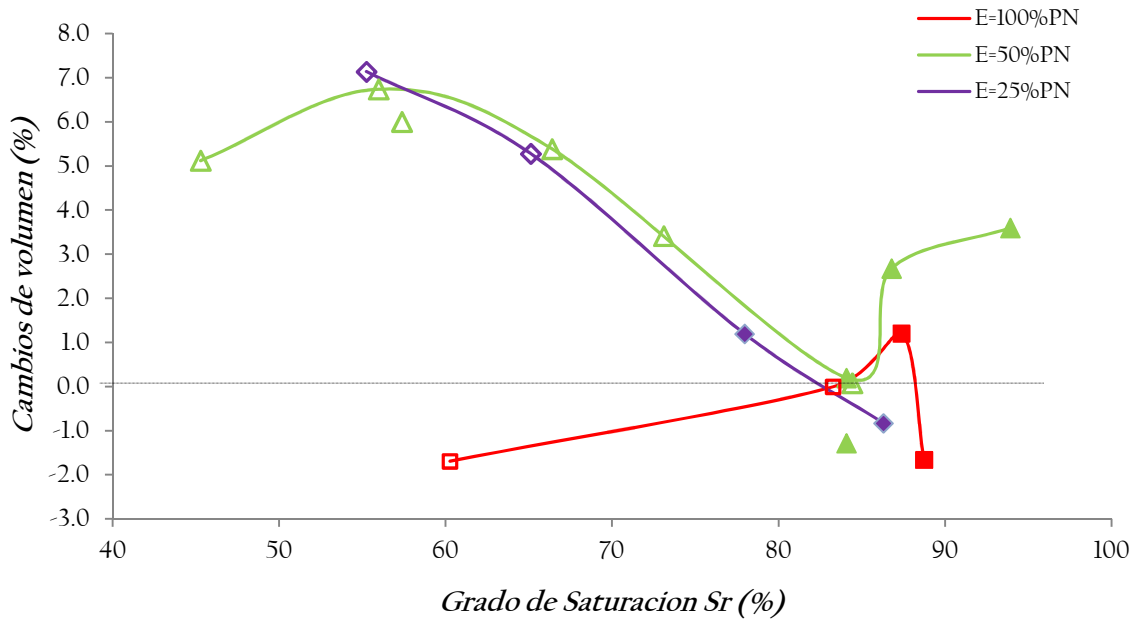


Figura 5.35 Relación de los cambios de volumen tras la etapa de saturación en función del grado de saturación inicial, para los tres niveles de energía Proctor.

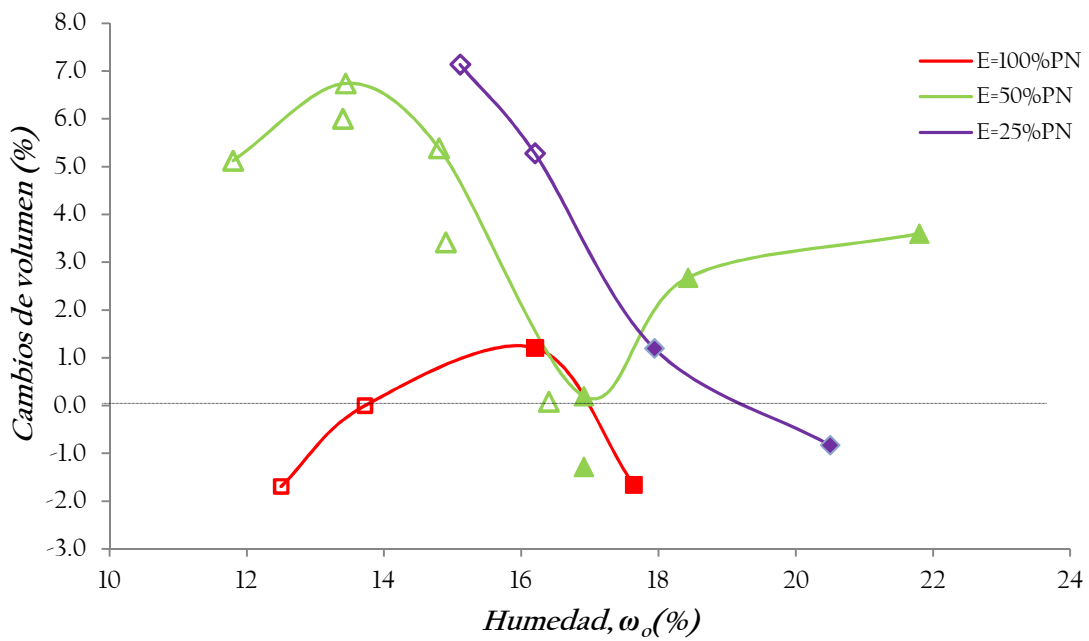


Figura 5.36 Relación de los cambios de volumen tras la etapa de saturación en función del contenido de humedad inicial, para los tres niveles de energía Proctor.

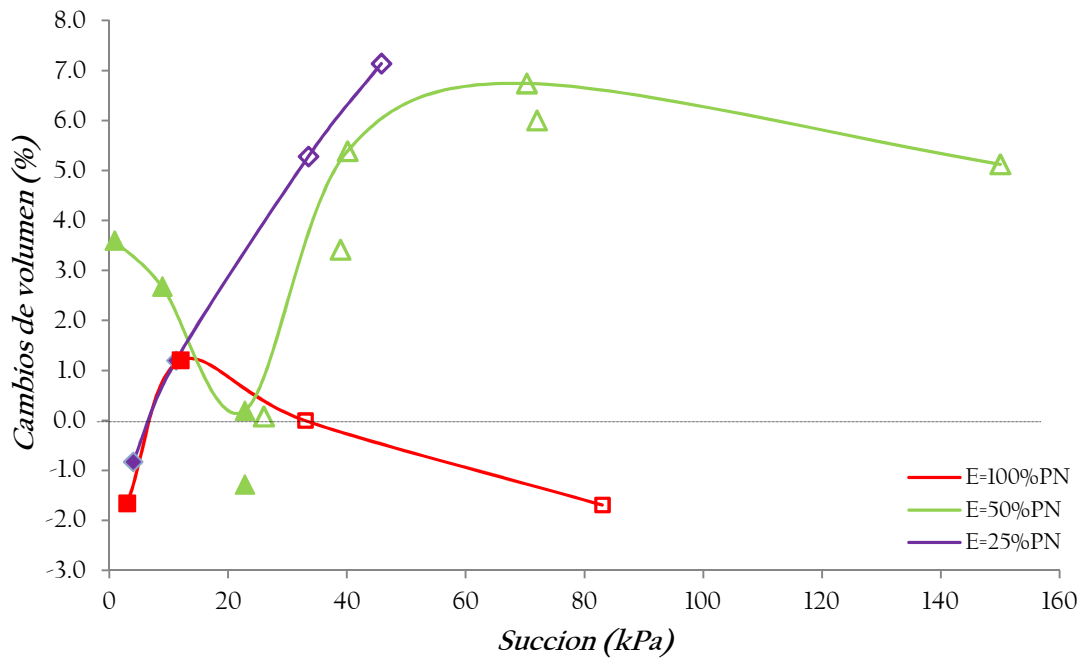


Figura 5.37 Relación de los cambios de volumen tras la etapa de saturación en función de la succión inicial, para los tres niveles de energía Proctor.

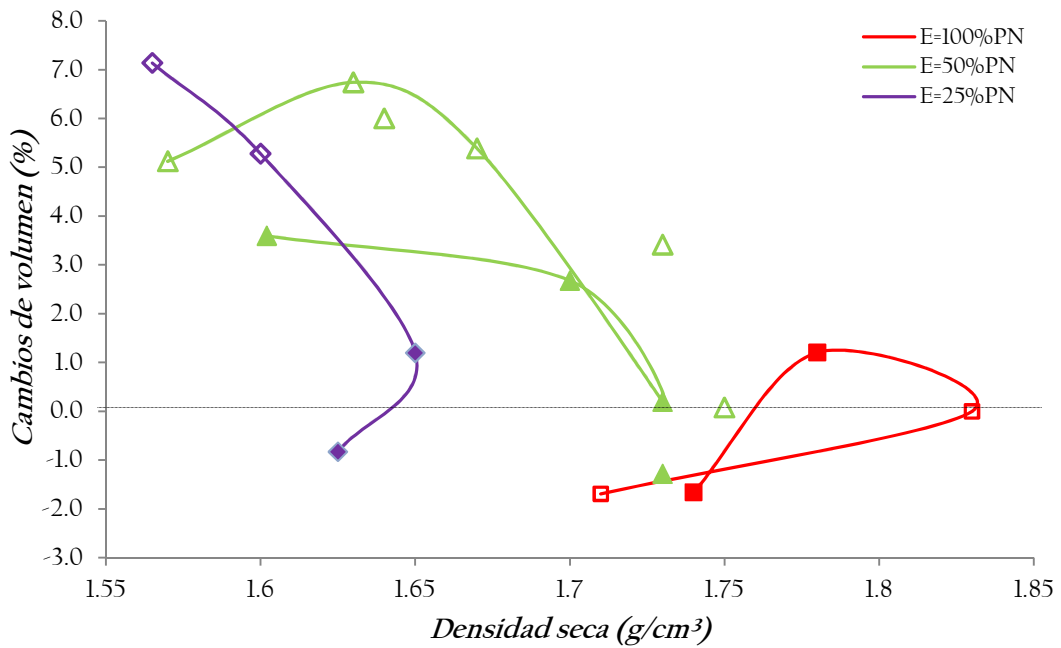


Figura 5.38 Relación de los cambios de volumen tras la etapa de saturación en función de la densidad seca, para los tres niveles de energía Proctor.

5.6.2 Comparación con colapsos en condiciones edométricas.

Estos cambios volumétricos registrados sin embargo no coinciden exactamente con los resultados de ensayos de colapso realizados en edómetro sobre el mismo material con muestras de 1.2 cm de altura y 5 cm de diámetro, (Bonilla, A. 2013). La investigación se llevó a cabo sobre muestras compactadas dinámicamente a distintas energías de Proctor normal con humedades iniciales $\sim 14.5\%$, la saturación de las muestras se realizó bajo la carga vertical de 30 kPa, con inundación realizada a los 20 min tras la aplicación de la carga.

En la figura 5.39 muestra los resultados del ensayo, se observan curvas de consolidación similares para las distintas energías de compactación, aunque como es de esperarse se aprecian mayores deformaciones verticales para las muestras de menor energía que corresponden a menores densidades secas para una misma humedad. Para esta condición de humedad solo se observan cambios cercanos a $\pm 10\mu\text{m}$, tras la saturación a una presión de 30 kPa (valor que coincide con la misma presión isotropa aplicada durante la etapa de saturación en los ensayos triaxiales).

Los resultados de estos ensayos no concuerdan con los cambios volumétricos obtenidos en los ensayos triaxiales después de la saturación de este trabajo, donde para condiciones de humedad entre el 14% y 15% los potenciales de colapso son del orden del 3 a 4.0% para energía del 50%PN y del -6.0% para la energía del 25%PN.

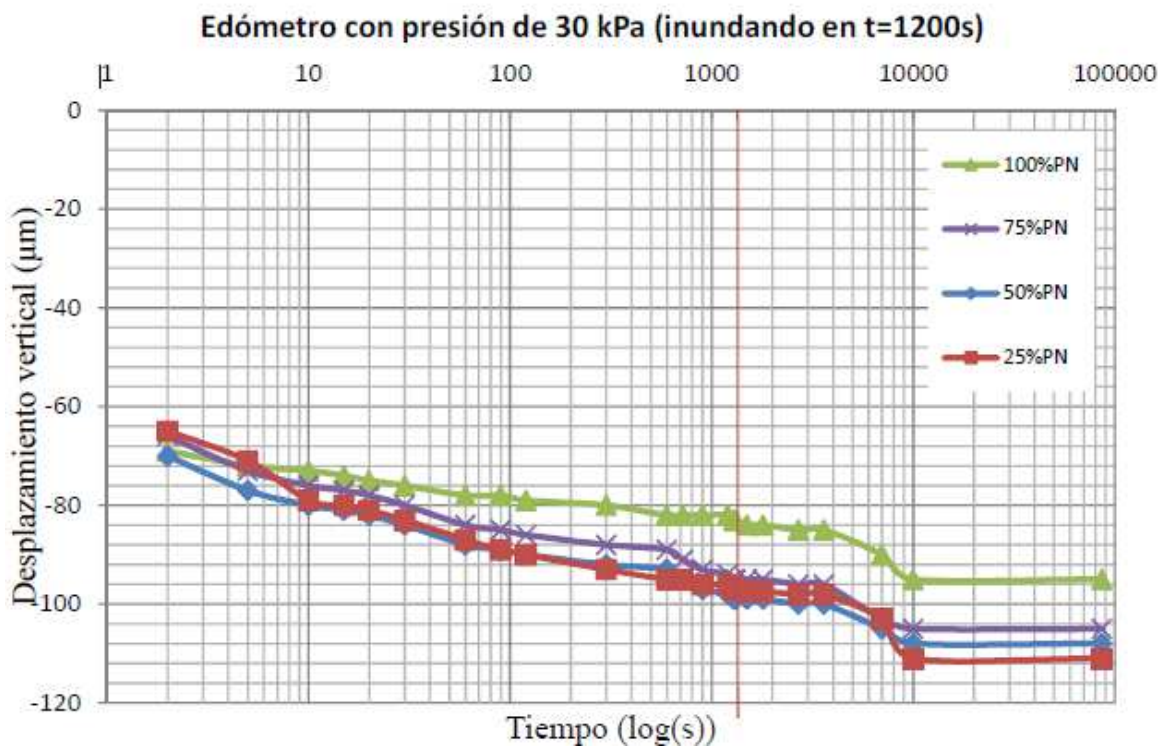


Figura 5.39 Gráfico de consolidación en condiciones edométricas, para presión de 30 kPa sobre cuatro energías distintas del PN con humedades de compactación similares $\sim 14.5\%$. (Bonilla, A. (2013))

5.6.3 Cambios volumétricos de colapso y fluencia en procesos de carga.

El comportamiento observado en los ensayos (colapso durante la saturación de muestras muy secas y poco densas, y posterior plastificación durante el proceso de carga en condiciones saturadas) no puede ser explicado por un modelo convencional de plasticidad isótropa tipo BBM, ya que en un proceso de saturación y carga continua sólo debe existir un punto de plastificación.

A parte de los errores implícitos en el proceso de cálculo de las deformaciones durante la etapa de carga y colapso, una posible explicación podría ser que en esas muestras de estructura muy abierta la presión de preconsolidación obtenida en condiciones saturadas sea baja y comparable a la presión de confinamiento durante la saturación. Los errores propios en la determinación del punto de fluencia podrían explicar la obtención de una presión de preconsolidación mayor que 30 kPa.

Sin embargo, se han medido colapsos importantes en muestras compactadas al 50% del PN con valores de la presión de preconsolidación saturada mayor de tres o cuatro veces la presión de confinamiento durante la saturación. En esos casos, las diferencias no pueden ser atribuidas exclusivamente a errores en la determinación del punto de fluencia.

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

6.1 Resumen y conclusiones

El trabajo experimental realizado, básicamente consiste en ensayos triaxiales de consolidación isotrópica en condiciones drenadas sobre probetas del material denominado A-28 (limo de baja plasticidad) previamente compactadas dinámicamente bajo diferentes energías. A continuación se resumen las principales conclusiones que se derivan de este trabajo.

Las conclusiones se han dividido en los siguientes grupos:

6.1.1 Conclusiones relativas a las relaciones de la permeabilidad con los diferentes parámetros.

De acuerdo a los resultados obtenidos, el valor de la permeabilidad saturada tiene una relación muy estrecha con la porosidad y la estructura del suelo que, a su vez, dependen de las condiciones iniciales de las probetas (nivel de energía, humedad inicial (succión)). Para probetas del lado seco del óptimo, el valor de k desciende con el aumento de la densidad seca y de la humedad inicial (reducción de la succión), sin embargo para probetas en condiciones cercanas o superiores al óptimo la reducción es menos brusca y casi constante. Se observa claramente la influencia de la estructura interna del suelo generado por la compactación, donde los macro-poros influyen principalmente en el comportamiento hidráulico del suelo y en la deformación más significativa. Para una misma densidad seca, la permeabilidad de una muestra compactada del lado seco es mayor que la compactada del lado húmedo con la misma densidad.

6.1.2 Conclusiones relativas al efecto de la velocidad de carga

Se prestó atención al comportamiento de las parejas de ensayos en condiciones iniciales similares, se observó que la velocidad de carga es un factor relevante en este tipo de ensayos drenados y afecta el valor de la presión de preconsolidación (p_0^*) que se obtiene. Se comprobó que para ensayos a iguales humedades y densidades secas, con velocidad de carga distinta los resultados de p_0^* se ven claramente afectados, y se observa para velocidades de carga muy rápida el valor p_0^* es menor que el que se obtiene para velocidades de carga más lenta. Esta diferencia puede obedecer a que las deformaciones secundarias producidas en los ensayos más lentos tienden a densificar la estructura, aumentando el valor de la presión de preconsolidación saturada.

6.1.3 Conclusiones relativas a los resultados de los ensayos triaxiales de consolidación isotrópica.

Se ha confirmado que la compactación inducida dinámicamente influye en el estado inicial de las probetas y en la posición inicial de la presión de preconsolidación (p_0^* , presión de fluencia para un estado saturado). Puede decirse que pequeños cambios de densidad seca y de humedad de compactación puede cambiar el valor de esta presión de preconsolidación saturada. Adicionalmente, el efecto de la velocidad de carga puede ser apreciable, ya que influye en la duración del ensayo y en las deformaciones de tipo secundario que se producen en la muestra.

En los resultados se ve claramente que para cada nivel de energía, la presión de preconsolidación crece con la humedad hasta un valor máximo dentro de la rama seca, en el óptimo el valor decrece y continúa con el mismo comportamiento decreciente en la rama húmeda. Se observa también que los valores máximos de la presión de preconsolidación corresponden a succiones muy similares valores de 40 a 50 kPa para todos los niveles de energía. Estos máximos de la presión corresponden a distintos grados de saturación para cada nivel de energía con valores de 55 al 85% con una tendencia creciente conforme aumenta el nivel de energía.

En adición a lo anterior, se encontró que la estructura interna generada en la compactación inicial, también afecta a la pendiente de la línea de compresión normal saturada (λ). Podemos deducir entonces que el valor del índice de compresión λ en estado saturado, parece no ser una constante del material. Este parámetro varía según las condiciones iniciales del suelo, específicamente con la humedad inicial. Esto sugiere como lo han hecho otros autores que cada probeta compactada a diferente contenido de humedad pueda ser considerada como un material diferente.

Los resultados obtenidos con el propósito de caracterizar la presión de preconsolidación en función de las condiciones iniciales del suelo, concuerdan cualitativamente con resultados logrados casi simultáneamente sobre el mismo material pero a través de ensayos en edómetro (Bonilla, A. (2013)). Los valores obtenidos para la presión de preconsolidación vertical en los edómetros fueron sistemáticamente mayores que los valores obtenidos para el mismo tipo de muestra en el caso de carga isotrópica.

6.1.4 Conclusiones relativas a los cambios de volumen

Los cambios de volumen por saturación con una carga de 30 kPa, parecen estar ligados a la estructura interna creada por la presión de compactación inicial, se observa claramente que los mayores cambios de volumen se producen en la rama seca, en el óptimo no se producen cambios importantes y en la rama húmeda los cambios continúan siendo irrelevantes para la mayoría de las probetas.

En general, en el lado seco, los cambios de volumen disminuyen a medida que aumenta la energía de compactación. No obstante, para ciertas probetas del lado húmedo se observaron cambios de volumen pequeños, pero muy inferiores a los mostrados en la rama seca.

Estas reducciones de volumen pueden ocasionarse por un aumento de la carga de confinamiento (30kPa) y por un proceso de saturación bajo dicha carga (colapso). Este colapso se asocia a un cambio en la porosidad del suelo de tipo irreversible y, por tanto, a un comportamiento de tipo plástico y a un aumento en el tamaño de la superficie de fluencia en los modelos de plasticidad. La posterior obtención de un punto de plastificación en una trayectoria de aumento de carga no puede ser explicada por un modelo plástico simple del tipo BBM (Alonso et al., 1990) con una sola superficie de fluencia. La utilización de un modelo que considere la rotación de la superficie de fluencia asociada a cambios en la anisotropía, y/o la existencia de varias superficies de fluencia podría ayudar a entender los fenómenos observados. Se podría utilizar dos superficies de fluencia en los casos de suelos muy secos con una porosidad muy alta (una asociada a un primer colapso de la estructura muy abierta formada por “grumos” de agregados y otra asociada a fluencia de una estructura más estable donde los poros inter-grumos ya no existan).

6.2 Futuras líneas de investigación.

Una posible línea de investigación podría ser realizar ensayos similares a los realizados pero con un suelo de características geotécnicas diferentes a las de la arcilla del campus. Podría pensarse en una arena fina o en un suelo arcilloso. En este último caso, habría que tener en cuenta que se pueden producir aumentos importantes de la presión de poros, si la velocidad no es suficientemente lenta.

En este trabajo se ha tratado exclusivamente el valor de la compresibilidad en condiciones isotropas. Una manera de ampliar los conocimientos actuales sería estudiar el efecto de las variables de compactación en el comportamiento resistente del suelo. Se estudiarían trayectorias de tensiones con corte ($q/p=3$) y los cambios volumétricos durante los ensayos de rotura.

Otra posibilidad sería seguir la línea de trabajo de Sivakumar y Wheeler considerando el efecto de la anisotropía. En ese caso habría que considerar superficies de fluencia que rotan en el plano (p,q). El suelo recién compactado quedaría caracterizado por una superficie de fluencia que sería una especie de elipse con el eje mayor inclinado. Se ha constatado repetidamente que deformaciones plásticas tienden a reducir la inclinación de este eje de la elipse. Por este motivo, las deformaciones plásticas inducidas por la reducción de succión tienden a reducir la inclinación del eje de la superficie de fluencia. Esta rotación puede llegar a originar un aumento del valor de la carga en el punto de intersección de la superficie con el eje p . Se realizarían trayectorias de corte con diversas relaciones parámetro q/p y diversos valores de la succión.

Finalmente, para explicar la aparición del colapso al reducir la succión y la posterior plastificación al cargar, se podría contemplar un modelo con la existencia de dos superficies de fluencia en el caso de estructuras muy abiertas con grados de saturación muy bajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, E. E., Gens, A. & Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique* 40, No. 3, 405-430

Alonso, E.E., A. Gens y D.W. Hight (1987) Special problem soils. General Report. Proc. 9th Eur. Conf. S.M.F.E. 3: 1087-1146.

Alonso, E. (2009). Suelos compactados en la teoría y en la práctica. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. UPC. Barcelona.

Alfaro Soto, M. A. (2007). Deformaciones volumétricas con y sin colapso de algunos suelos no saturados. *Rev. Acad. Colomb. Cienc.* 31(120): 355-362, 2007. ISSN 0370-3908.

Barrera M., Gens A. (2010). Análisis experimental y teórico del efecto de la carga de compactación en los cambios de volumen de un suelo. *CONCYTEG* 5(62).

Barrera, M (2002). Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya.

Bonilla, A. (2013). Influencia de las condiciones de compactación en la presión de preconsolidación de un suelo. Tesis de máster. Universitat Politècnica de Catalunya.

Boone, S.J. A (2010). Critical reappraisal of “preconsolidation pressure” interpretations using the oedometer”. *Can. Geotech. J.* 47: 281–296 .

Buenfil, C. M. (2007). Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada. Tesis doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya.

Carrasco, M. L. (2004) Ventajas e inconvenientes del empleo del edómetro de carga variable en la caracterización de los suelos arcillosos. Tesis de máster. Universitat Politècnica de Catalunya.

Cui, Y. J. & Delage, P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Geotechnique* 46, No. 2, 291±311.

Gomez, R. (2009). Caracterización hidromecánica del suelo del terraplén experimental de Rouen. Tesis de máster. Universitat Politècnica de Catalunya.

Jimenez Salas, J.A. (1980). Conceptos básicos de la compactación. *Bol. Inf. Lab. Carreteras y Geotec.* 141: 3-22.

Lawton, E.C., R.J. Frigaszy y J.H. Hardcastle (1989) Collapse of compacted clayey sand. *Jnl. Geotech. Engng. ASCE*. 115, 9: 1252-1267.

Miller, C.J., Yesiller, N., Yaldo, K., and Merayyan, S.(2002). Impact of Soil Type and Compaction Conditions on Soil Water Characteristic. *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 128, No. 9.

Pérez, G. N., (2008). “Determinación de curvas características en suelos no saturados con celdas de presión”. *Publicación técnica No. 313*. Instituto Mexicano del Transporte.

Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay Part I: Wetting and isotropic compression. *Geotechnique* 50, No. 4, 359±368.

Sivakumar, V. & Wheeler, S. J. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2: shearing and constitutive modeling. *Geotechnique* 50, No. 4, 369±376.

Zhou, A. N., Sheng, D. & Carter, J.P. (2011). “Modelling the dependency of soil-water characteristic curves on initial density” *Centre for Geotechnical and Materials Modelling, the University Newcastle, NSW 2308, Australia*.

Yang, H., Rahardjo, H., Leong, Eng-Choon and Fredlund, D.G. (2004) Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils. *Can. Geotech. J.* 41: 908–920.

