



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA CONSOLIDACIÓN EN EQUIPO ESPECIAL PARA
RIPIOS**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
WOLFGANG ROLF WACHTENDORFF SALINAS**

PROFESOR GUÍA:
MARÍA ALEJANDRA SÁNCHEZ TAPIA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
PRISCILLA TORRES CASTILLO
CÉSAR PASTEN PUCHI

SANTIAGO DE CHILE

2015

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL

TÍTULO DE: Ingeniero Civil, Mención Estructuras y Construcción.

POR: Wolfgang Rolf Wachtendorff Salinas

FECHA: 07/10/2015

PROFESOR GUÍA: María Alejandra Sánchez Tapia

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA CONSOLIDACIÓN EN EQUIPO ESPECIAL PARA RIPIOS

El aumento en la producción minera ha radicado en un aumento considerable en el material de relaves. Material que es depositado para ser tratado posteriormente como pila de lixiviación. Estas pilas al alcanzar grandes alturas producen esfuerzos de gran magnitud en su extensión, los cuales, sumado a la saturación de la misma por medio de ácidos, producen condiciones para una eventual rotura de partículas y un posible colapso. Debido a esto se hace necesario evaluar el comportamiento de suelos granulares sometidos a ensayos de consolidación en vista de la importancia en la minería y la construcción.

En el estudio a continuación se detalla la construcción y utilización de un equipo de consolidación de grandes dimensiones, dónde se ensayaron 6 muestras hasta un estado de esfuerzo de $14 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$.

Se evidenció que para las muestras ensayadas existe una notoria importancia en la densidad de compactación inicial al momento de evaluar los parámetros de consolidación, además que para el nivel de esfuerzos mencionados la rotura de partículas se debe principalmente a la densidad de montaje y desgaste de los cantos angulosos de las partículas del espécimen.

Este equipo permite estudiar el comportamiento de las muestras granulares a consolidación, y su semejanza, en términos generales, a los evidenciados en muestras de menor tamaño máximo nominal.

A mi familia por su apoyo incondicional en los momentos de mayor frustración.

A todos los que de alguna u otra forma me entregaron sus energías para terminar.

Agradecimientos especiales a quienes desde Plaza Ercilla estuvieron siempre prestos a ayudar.

A Don Mario por su sabiduría y experticia en el tema desarrollado.

A Don Luis, Don Rodrigo, Scarlet y Tomás por su disposición. En especial a este último, quien fue un apoyo fundamental para el término de la misma.

A Alicia Cabello y César Ahumada por sus gestiones al momento de proceder con experimentos.

A todos los funcionarios de IDIEM quienes me entregaron conocimientos que no se adquieren en la Universidad y quienes hacían que los días fuesen menos pesados.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivo General.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos.....	3
1.2.3 Alcances.....	4
1.2.4 Organización de la Tesis.....	4
2 CAPÍTULO 2: PROPIEDADES DE SUELOS GRANULARES GRUESOS.....	5
2.1 Generalidades.....	5
2.2 Suelos colapsables.....	5
2.3 Cambio volumétrico.....	6
2.4 Rotura de partículas.....	8
2.4.1 Evaluación de Rotura de Partículas.....	9
2.4.2 Factores influyentes en la Rotura de Partículas.....	12
2.4.3 Comportamiento Fractal.....	26
2.5 Compresibilidad edométrica de suelos granulares gruesos.....	28
2.5.1 Parámetros de consolidación.....	32
2.5.2 Métodos para obtener el coeficiente de consolidación C_v	38
3 CAPÍTULO 3: EQUIPO EDMÉTRICO DE GRANDES DIMENSIONES.....	41
3.1 Diseño y montaje.....	42
3.1.1 Probeta.....	46
3.1.2 Marco de Carga (Yugos).....	47
3.1.3 Sistema de Carga.....	48
3.2 Calibración.....	49

3.2.1	Transductor de presión:.....	49
3.2.2	Caja de presión.....	49
3.2.3	Anillo de carga.....	50
3.3	Obtención de datos.....	52
3.4	Ciclos de carga y descarga.....	53
4	CAPÍTULO 4: CARACTERIZACIÓN DE LA MUESTRA Y CONFECCIÓN DE PROBETAS.....	54
4.1	Clasificación del suelo.....	54
4.1.1	Inspección Visual.....	54
4.1.2	Origen de la muestra.....	55
4.1.3	Procedimiento de clasificación.....	56
4.2	Confección de Probetas.....	61
4.2.1	Densidad inicial (índice de vacíos).....	62
5	CAPÍTULO 5: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	63
5.1	Evaluación de e	63
5.1.1	Ensayos con variación en porcentaje de Finos.....	64
5.1.2	Ensayos a Densidad Relativa.....	66
5.1.3	Cálculo parámetros C_v, C_s, C_c y mv	68
5.2	Resultados Post ensayo.....	74
5.2.1	Distribuciones granulométricas.....	74
6	CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES.....	91
7	CAPÍTULO 7: RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES.....	93
8	BIBLIOGRAFÍA.....	95
9	ANEXO.....	101

Índice de Tablas

Tabla 2.2-1: Evaluación Grado de Colapso.....	6
Tabla 3.2-1: Calibración de presión vs tensión aplicada. Probeta 1 y 2	51
Tabla 4.1-1: Análisis Granulométrico	56
Tabla 4.1-2: Plasticidad por muestra.....	57
Tabla 4.1-3: Cálculos Peso Específico.....	58
Tabla 4.1-4: Cálculo $D_{máx}$, $D_{mín}$	59
Tabla 4.1-5: Resumen Ensayos de Clasificación	60
Tabla 5.1-1: Estados Iniciales Según Muestra	63
Tabla 5.1-2: Cálculo Grado de Colapso	67
Tabla 5.1-3: Cálculo C_v (velocidad de asentamiento)	68
Tabla 5.1-4: Parámetros de Consolidación	71
Tabla 5.2-1: Resumen Distribuciones Granulométricas para % de Finos	75
Tabla 5.2-2: Resumen Distribuciones Granulométricas para ensayos a DR.....	80
Tabla 5.2-3: Cálculo coeficientes de uniformidad y curvatura	81
Tabla 5.2-1: Ensayos de Calibración Probeta 1	101
Tabla 5.2-2: Ensayos de Calibración Probeta 2	103
Tabla 5.2-3: Relación de vacíos para 0% Finos	105
Tabla 5.2-4: Relación de vacíos para 4% de Finos	106
Tabla 5.2-5: Relación de vacíos para 8% de Finos	107
Tabla 5.2-6: Relación de vacíos para 10% de Finos	108
Tabla 5.2-7: Relación de vacíos para DR = 70%	109
Tabla 5.2-8: Relación de vacíos para DR = 60%	110
Tabla 5.2-9: Granulometrías Muestras 1776-1; 1776-2; 1776-3	111
Tabla 5.2-10: % que pasa previo y posterior a consolidación para 0% Finos	112
Tabla 5.2-11: % que pasa previo y posterior a consolidación para 4% Finos	112
Tabla 5.2-12: % que pasa previo y posterior a consolidación para 8% Finos	113
Tabla 5.2-13: % que pasa previo y posterior a consolidación para 10% Finos	113
Tabla 5.2-14: % que pasa previo y posterior a consolidación para ensayo de influencia de 4% Finos	114
Tabla 5.2-15: % que pasa previo y posterior a consolidación para DR 70%.....	114
Tabla 5.2-16: % que pasa previo y posterior a consolidación para DR 60%.....	115

Índice de Figuras

Figura 2.3-1: Ensayo edométrico drenado. (a) $t_i=0$; (b) Reacomodamiento; (c) Drenaje; (d) Rotura; (e) Descarga y Expansión	7
Figura 2.4-1: Medición Rotura según, Marsal (1967), Lee and Farhoomand (1967), Hardin (1985). (Maureira & Verdugo, 2014)	10
Figura 2.4-2: Granulometría Post para distintos tamaños máximos. (Lee & Farhoomand, 1967)	13
Figura 2.4-3: Rotura según Lee & Farhooman para distintas muestras; (a) presión de 40 Kg/cm ² ; (b) presión de 80 Kg/cm ²	17
Figura 2.4-4: Rotura en diversas muestras según Lee & Farhoomand (1967).....	22
Figura 2.4-5: Compresibilidad para diversas muestras según Lee & Farhoomand (1967)	23
Figura 2.4-6: Rotura en Arena de Toyoura saturada y no saturada. (Miura & Yamanouchi, 1975)	24
Figura 2.4-7: Evolución Rotura en 2D (G, R. Dowell et al. 1996)	26
Figura 2.4-8: Evolución Fractal (D' Espessailles et al., 2014)	27
Figura 2.5-1: Estrato de Arcilla confinado por dos estratos permeables	30
Figura 2.5-2: Presión de poros en, (a) $t = 0$, (b) $0 < t < \infty$ y (c) $t = \infty$ (Das, 2001)	31
Figura 2.5-3: Coeficiente de Compresibilidad (Lambe, 2008)	34
Figura 2.5-4: Índice de Compresión (Lambe, 2008)	35
Figura 2.5-5: Grado de consolidación según profundidad y factor de tiempo (Lambe, 2008)	37
Figura 2.5-6: Método de Casagrande.....	39
Figura 2.5-7: Método de la raíz	40
Figura 3.1-1: Montaje Definitivo del Equipo.....	43
Figura 3.1-2: Montaje Definitivo del Equipo.....	44
Figura 3.1-3: Bosquejo configuración Inicial Equipo Edométrico Grandes Dimensiones (Vista Lateral y Frontal respectivamente)	45
Figura 3.1-4: Probeta	46
Figura 3.1-5: Marco de Carga	47
Figura 3.1-6: Vista Lateral Equipo	48
Figura 3.2-1: Caja Presión.....	49

Figura 3.2-2: Anillo de Carga para Calibración.....	50
Figura 4.1-1: Inspección Visual partícula tipo, según diámetro	55
Figura 4.1-2: Granulometrías Clasificación	57
Figura 4.1-3: Ensayo Proctor Modificado	58
Figura 4.2-1: Procedimiento Montaje	61
Figura 5.1-1: Resumen e vs Log(σ) en muestras con variación de % de finos	65
Figura 5.1-2: Gráfico e vs Log(σ) Resumen para Muestras a DR	66
Figura 5.1-3: Gráfico e vs Cv (coeficiente de consolidación) para muestras con variación en % de Finos	69
Figura 5.1-4: Grado de Consolidación de Muestras con % de Finos	70
Figura 5.1-5: Coeficiente de Compresibilidad Volumétrica <i>mv</i>	73
Figura 5.2-1: Granulometrías pre y post ensayo 0% finos	75
Figura 5.2-2: Granulometrías pre y post ensayo 4% finos	76
Figura 5.2-3: Granulometrías pre y post ensayo 8% finos	76
Figura 5.2-4: Granulometrías pre y post ensayo 10% finos	77
Figura 5.2-5: Rotura debido a compactación para 4% finos vs Ensayo de consolidación a 4% Finos	77
Figura 5.2-6: Granulometrías pre y post ensayo a 70% DR.....	79
Figura 5.2-7: Granulometrías pre y post ensayo a 60% DR.....	79
Figura 5.2-8: Parámetros de Lee & Farhoomand y Marsal	82
Figura 5.2-9: Parámetros de Hardin y B10.....	84
Figura 5.2-10: Rotura Cantos 1 1/2".....	86
Figura 5.2-11: Rotura Cantos 1".....	86
Figura 5.2-12: Rotura Cantos y Partícula 3/4".....	86
Figura 5.2-13: Visualización Fractal 0% Finos	87
Figura 5.2-14: Visualización Fractal 4% Finos	88
Figura 5.2-15: Visualización Fractal 8% Finos	88
Figura 5.2-16: Visualización Fractal 10% Finos	89
Figura 5.2-17: Visualización Fractal DR 70%.....	89
Figura 5.2-18: Visualización Fractal DR 60%.....	90
Figura 5.2-1: Calibración Carga Probeta 1	102
Figura 5.2-2: Calibración Descarga Probeta 1	102

Figura 5.2-3: Calibración Carga Probeta 2.....	104
Figura 5.2-4: Calibración Descarga Probeta 2	104
Figura 5.2-5: Índice de Vacíos vs Tensión 0% Finos	105
Figura 5.2-6: Índice de Vacíos vs Tensión 4% Finos	106
Figura 5.2-7: Índice de Vacíos vs Tensión 8% Finos	107
Figura 5.2-8: Índice de Vacíos vs Tensión 10% Finos	108
Figura 5.2-9: Ensayo Consolidación a DR = 70%	109
Figura 5.2-10: Ensayo Consolidación a DR = 60%	110

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Generalidades

La constante explotación y nueva apertura de depósitos mineros en Chile han dirigido los esfuerzos a maximizar la obtención del mineral explotado en cada una de las etapas del proceso de extracción. El material residual que se desprende de cada uno de estos procesos se acumula para finalmente formar parte de botaderos de conglomerado mineral de baja ley, de rípios lixiviados, depósitos de relaves, entre otros.

El gasto de transporte y los procedimientos necesarios para el traslado de dicho material residual ha llevado a la elección de soluciones alternativas para disminuir dichos costos y maximizar la producción. La generación de pilas de lixiviación hace hoy una de las soluciones más eficientes y utilizadas.

Éstas son utilizadas para la extracción de diversos minerales a través de la oxidación del conglomerado mineral que conforman dichas pilas, aplicando una disolución de ácido sulfúrico y agua. Para la extracción del cobre se mezcla con una solución de parafina y resina, la cual captura los iones de cobre (Cu^{+2}). Este compuesto de resina y cobre es tratado con una solución ácida de electrolito con el fin de descargar el cobre sobre la solución para luego ser llevada a la planta de electro obtención.

La electro obtención se compone por placas metálicas que hacen de cátodo y ánodo. Los ánodos son placas de plomo (polo positivo) por el cual se introduce una corriente eléctrica. A su vez, los cátodos (polo negativo) son placas de acero inoxidable por donde sale la corriente. Finalmente el cobre es atraído por el polo negativo pegándose partícula a partícula en su superficie metálica.

Ahora bien, el material extraído de la mina es fragmentado por procesos de chancado primario y secundario (eventualmente un terciario) que permiten obtener tamaños máximos nominales de $\frac{3}{4}$ a $1 \frac{1}{2}$ pulgadas. Esta granulometría impide que suelos

provenientes de estas pilas puedan ser ensayados en los equipos convencionales capaces de ensayar hasta un tamaño máximo de partícula de malla N°4 (4,76 [mm]).

Es por esto que el Centro de Investigación, Desarrollo e Innovación de Estructuras y Materiales (IDIEM) ha desarrollado un nuevo equipo edométrico especial, de grandes dimensiones capaz de ensayar suelos con tamaño máximo de hasta 1 ½ pulgadas, y de estudiar el comportamiento tensión-deformación de la muestra ensayada en función de su granulometría y composición definida previamente mediante la clasificación de suelos según la USCS.

El caso estudiado corresponde a material proveniente de pilas de lixiviación sometidos a un posterior procesamiento del mineral mediante chancado, extracción por solventes y electro obtención.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Estudiar el fenómeno de consolidación para muestras de suelo tales como ripios lixiviados, a través de la implementación de un equipo especial para partículas de tamaño máximo nominal de 1 ½ pulgada.

1.2.2 Objetivos Específicos

Estudiar la rotura de partículas para ripios de lixiviación sometidos a ensaye de consolidación edométrica en grandes dimensiones.

Estudiar el efecto del porcentaje de finos en la relación tensión-deformación y variación del índice de vacíos durante el proceso de consolidación.

Según resultados obtenidos, verificar el funcionamiento del equipo para posteriores usos.

1.2.3 Alcances

El desarrollo experimental de caracterización de esta memoria se realizó en las dependencias del Centro de Investigación, Desarrollo e Innovación de Estructuras y Materiales, IDIEM, ubicado en calle Arturo Prat 1171, comuna de Santiago. El desarrollo teórico y experimental se realizó en las dependencias de IDIEM ubicada en Plaza Ercilla Poniente, 833, comuna de Santiago.

El trabajo de memoria contempló desde la recepción y caracterización de las muestras de suelo hasta su ensayo, y el posterior análisis respectivo. Los equipos utilizados fueron proporcionados por IDIEM.

1.2.4 Organización de la Tesis

El Capítulo 2 presenta las propiedades de suelos cohesivos granulares, indicando el comportamiento frente a estados de carga de consolidación y sus posteriores implicancias cómo lo son la eventual rotura de partículas y el comportamiento fractal.

El Capítulo 3 señala el diseño, montaje y calibración del equipo, además del método de obtención de datos y los ciclos de carga y descarga durante el ensayo de consolidación.

El Capítulo 4 comprende la clasificación de la muestra a ensayar, la definición de los parámetros del suelo y la confección de las probetas.

El Capítulo 5 presenta los resultados obtenidos en el ensayo de consolidación, la evaluación de las distribuciones granulométricas, el cálculo de la rotura y comportamiento fractal de las muestras.

El Capítulo 6 refiere a las conclusiones obtenidas.

El Capítulo 7 detalla recomendaciones para posteriores ensayos a realizar en el equipo de consolidación, así como ciertos ajustes necesarios para su utilización en un espectro más amplio de muestras.

2 CAPÍTULO 2: PROPIEDADES DE SUELOS GRANULARES GRUESOS

2.1 Generalidades

Los suelos son una combinación aleatoria de diversas partículas minerales y/u orgánicas de diversos tamaños y formas que conforman un esqueleto granular. Debido a la fábrica de las partículas se generan espacios entre ellas que son rellenos por diversos fluidos (aire, agua, ácidos, microorganismos, entre otros). La composición y distribución de las partículas (esqueleto granular), además del relleno de los intersticios entre ellas, son los principales factores que definen su comportamiento mecánico (Narsilio & Santamarina, 2005).

Ahora bien, no sólo aquellas propiedades intrínsecas del suelo son las que definen su comportamiento, también se manifiestan factores externos capaces de inducir comportamientos singulares, cómo lo son las distintas magnitudes de presiones a las que se someten, y lo que conduce posiblemente a una rotura de partículas que puede depender de diversos factores como lo son, mineralogía, distribución granulométrica, origen del material, densidad relativa previo a ensayos, entre otros.

2.2 Suelos colapsables

La mecánica de suelos define, en términos generales, dos categorías en función de la susceptibilidad de un suelo a colapsar. Aquellos suelos que dependen puramente de sus propias características intrínsecas y factores mecánicos son conocidos como suelos estructuralmente estables. En su contraparte, aquellos que ven influenciado su comportamiento tanto por solicitudes mecánicas como por factores externos se denominan suelos inestables o metaestables. (Universidad Nacional de Córdoba, 2007)

Estos últimos deben ser estudiados singularmente pues según sus propiedades y condiciones iniciales definen en cierta medida su potencialidad a colapsar.

En el desarrollo experimental de esta investigación se busca someter 2 muestras a consolidación con densidades relativas de montaje al 60% y 70%. Posteriormente con la evolución de las curvas de consolidación en la etapa de saturación evaluar la susceptibilidad del suelo a colapsar.

Para la determinación del potencial de colapso se utiliza la ecuación presentada en la norma española UNE103406,

$$I_c = \frac{d_f - d_i}{h_0} * 100 \quad (2-1)$$

Con,

d_i = lectura del dial con el esfuerzo antes de la saturación [mm]

d_f = lectura del dial con el esfuerzo después del humedecimiento [mm]

h_0 = altura inicial de la muestra [mm]

Finalmente, la evaluación de un suelo colapsable será de acuerdo a lo mencionado en la Tabla 2.2-1,

Tabla 2.2-1: Evaluación Grado de Colapso

Índice de Colapso $I(\%)$	Grado de Colapso
0	Ninguno
0,1-2	Leve
2,1-6,0	Moderado
6,1-10,0	Moderadamente Severo
>10	Severo

2.3 Cambio volumétrico

El esqueleto intergranular de un suelo es único en su tipo debido a la fábrica y composición de los granos que lo componen. Éste se conforma a partir del volumen de sólidos (granos) y de vacíos (fluidos) los cuales definen el índice de huecos (e) de dicho

esqueleto. Dada la condición drenada del ensayo edométrico y debido a que las partículas de suelo y de aire dentro de la muestra se consideran incompresibles, la deformación de la muestra se atribuye al reacomodamiento inicial de partículas, un posterior reacomodamiento al expulsar el contenido de agua entre ellas y posteriormente a la rotura experimentada por los esfuerzos externos solicitantes (Ver Figura 2.3-1).

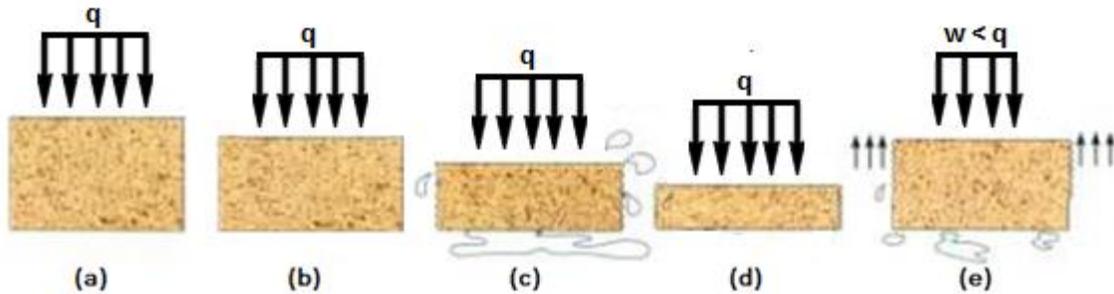


Figura 2.3-1: Ensayo edométrico drenado. (a) $t_i=0$; (b) Reacomodamiento; (c) Drenaje; (d) Rotura; (e) Descarga y Expansión

La particularidad de los suelos granulares es su alta permeabilidad, lo que permite un flujo rápido de agua y una rápida disipación del exceso de presión neutra. La disipación de este exceso de presión dependerá de la velocidad de carga y la permeabilidad del suelo.

En el caso que no se desarrolla cambio volumétrico, toda la carga experimentada se traspa del fluido incompresible al esqueleto granular. En general, el asentamiento o deformación uniaxial en suelos granulares se completa al finalizar la aplicación de la carga. Según se desarrolle cambio volumétrico existirá variación en el índice de vacíos (e).

2.4 Rotura de partículas

La importancia del fenómeno de rotura de partículas ha sido reconocido desde los años 60' en la ingeniería geotécnica. En particular aplicado a las pilas de fundación.

De Beer (1963) y Lee & Farhoomand (1967) estudiaron este comportamiento a altas presiones aplicado a diseño de drenes de gravas y suelos filtrados para altas presas de tierra. La especial atención de este estudio se basa en que la permanente rotura genera un mayor % de finos que impiden la filtración correcta a través de las pilas incluso llegando a colapsar los sistemas de drenes.

La gran acumulación de los residuos de extracción minera, ha llevado a la creación de tranques mineros de hasta 250 [m] e incluso alcanzándose hoy, alturas hasta 300 [m], las que definen comportamientos como los estudiados por Lee & Farhoomand (1967). De esta forma, los estudios de las propiedades geotécnicas, hoy en día, son en extremo necesarios y rigurosos. (Bard et al., 2014)

El fenómeno de rotura ha sido ampliamente estudiado por diversos autores. En ensayos de compresión en arenas naturales a esfuerzos de 8,5 [MPa], Terzaghi (1925) concluyó que no se generaba una rotura sustancial. Botset & Reed (1935) realizaron ensayos de compresión a 23,6 [MPa] y evidenciaron un cambio volumétrico insignificante, no así, la rotura de partículas. Terzaghi & Peck (1948) a través de ensayos de compresión uniaxial hasta 96,5 [MPa] evaluaron una rotura sustancial y a su vez, un aumento ligero de la pendiente $e^{v/s} \log(\sigma')$ bajo incremento de grandes esfuerzos. De Souza (1958) a ensayos de 138 [MPa] mostró un punto de quiebre en el cual el índice de compresión cambia, a esfuerzos mayores al de punto de quiebre se aprecia rotura, a mayor DR [%] inicial, angulosidad y menor tamaño de grano, mayor es el punto de quiebre, así como a una aplicación de carga más lento, más extensiva era la rotura.

En esta línea, Harremoes, (1959) señaló que cambios en la mineralogía y tamaño del cristal no modifican el punto de quiebre y Hendron (1963) a ensayos de compresión

uniaxial a 2,7 [MPa] señaló que al aumentar la DR [%] o disminuir la angulosidad, aumenta el punto de quiebre.

Entre otros autores se encuentran, Vesic & Barksdale (1963), Hall & Gordon (1963), Leslie (1963), Bishop et al. (1965), Bishop (1966), Marsal R. (1967), Lee & Seed (1967), Berden et al. (1969), Marachi et al. (1969), Marsal (1973), Miura & Yamanouchi (1973), Miura & O-hara (1979), Yamamuro (1993), Hagerty et al. (1993) y Bopp (1994).

A su vez, la rotura ha sido vastamente estudiada en ensayos triaxiales. Dentro de los autores más importantes se encuentran, Lee & Farhoomand (1967), Vecic & Clough (1968), Lo & Roy (1973), Hardin (1985) y Lade & Yamamuro (1996).

2.4.1 Evaluación de Rotura de Partículas

El análisis de rotura de partículas se basa principalmente en estudios granulométricos pre y post ensayo. Para su cuantificación, algunos autores han desarrollado parámetros que sólo consideran algunos tamices de la distribución granulométrica, Leslie (1963), Lee & Farhoomand (1967), Colliat-Dangus et al. (1988), Lade & Yamamuro (1996), entre otros.

Los parámetros más utilizados son los de aquellos autores que utilizan todo el espectro de tamices de la muestra, Marsal (1965), Miura & Yamanouchi (1971), Hardin (1985), e Hyodo et al. (2002).

Lee & Farhoomand (1967) señalaron que suelos uniformes tienden a una mayor rotura que los bien graduados a igual tamaño máximo. Hecho que ocurre debido a que la distribución uniforme radica en una menor superficie de contacto entre partículas, aumentando la concentración de tensiones en ellas.

Definen,

$$\text{Relative Crushing (Rotura relativa), } RC = \frac{D_{15i}}{D_{15f}} \quad (2-2)$$

Donde se hace una relación entre el 15% del material que pasa antes D_{15i} y después de un ensayo D_{15f} (ver figura 2.4-1). La elección del valor D_{15} se debe al enfoque de la investigación de los autores en el diseño de filtros para presas de relaves.

Marsal (1965) desarrolló el parámetro B_g (ver figura 2.4-1), índice de rotura de partículas definido como la sumatoria de las diferencias positivas o negativas entre los porcentajes de material retenido en las mallas antes y después de un ensayo. Con un límite inferior del 0% y superior teórico de un 100%.

Hardin (1985) define el potencial de rotura, B_p como el área sobre la curva de distribución granulométrica inicial, delimitado por la recta vertical que corta el tamiz #200. La rotura total B_t (ver figura 2.4-1) se define como el área entre la curva granulométrica inicial y final para un ensayo.

El parámetro de rotura relativa de Hardin (1985) queda definido como,

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \quad (2-3)$$

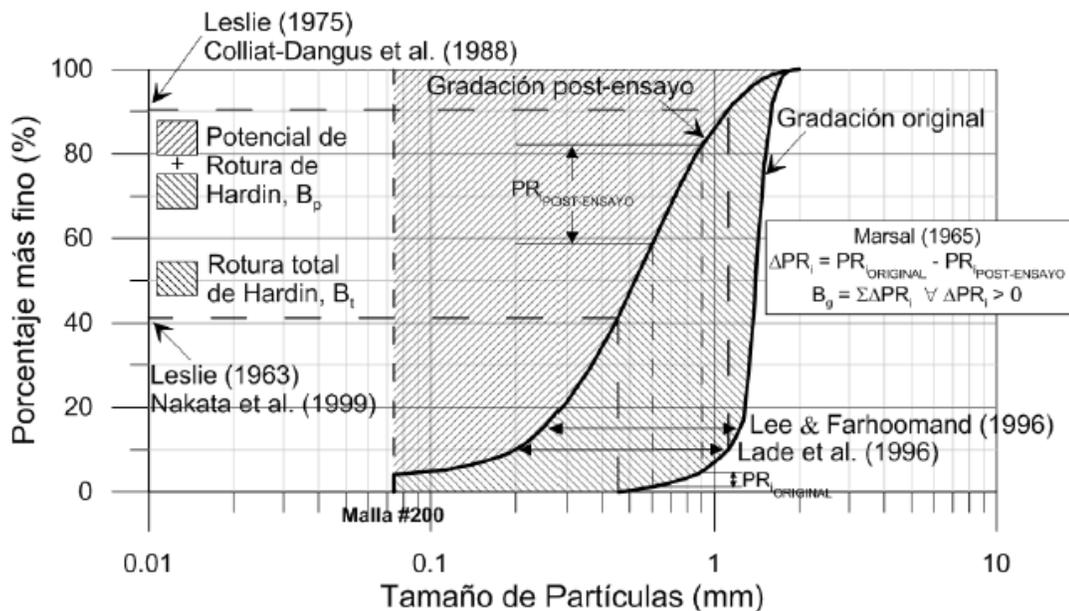


Figura 2.4-1: Medición Rotura según, Marsal (1967), Lee and Farhoomand (1967), Hardin (1985). (Maureira & Verdugo, 2014)

Lade et al. (1996) detallan un alcance respecto a los factores de rotura mencionados. Para el factor de Marsal (1965), B_g , si hay una rotura muy extensiva es difícil crear una curva que escape de la dispersión. El de Lee & Farhoomand (1967), RC , está basado

en una única malla y debido a que, en diversos casos, el diámetro obtenido es muy pequeño post ensayo, se incurre a errores de medición que amplían la dispersión.

El factor de Hardin (1985), B_r , parece ser un parámetro sólido y útil pues todas las mallas están involucradas, disminuyendo la dispersión.

Por otro lado Lade et al. (1996) proponen el parámetro

$$B_{10} = 1 - \frac{D_{10f}}{D_{10i}} \quad (2-4)$$

Donde,

B_{10} = factor de rotura de partícula

D_{10f} = porte de grano efectivo luego de consolidación

D_{10i} = porte de grano efectivo antes de consolidación

Éste se basa sólo en un diámetro de malla, pero la razón de los diámetros, al ser inversa a la formulada por Lee & Farhoomand (1967), tiende a reducir el efecto de la dispersión en pequeños errores al determinar el valor de D_{10f} .

Ahora bien, los parámetros B_{10} y RC , comparan sólo un valor del tamaño de partículas y B_g analiza de forma discreta las curvas de granulometría entregando información insuficiente con respecto a la rotura total de partículas.

Por último, el parámetro de rotura de Hardin, B_r , utiliza una amplia gama de mallas con una pequeña dispersión al considerar los valores de finos bajo malla #200 generados principalmente por los desgastes de los cantos angulosos de las partículas.

2.4.2 Factores influyentes en la Rotura de Partículas

Diversos estudios han demostrado que la rotura de partículas se ve influenciada tanto por las propiedades macroscópicas como microscópicas de la partícula. A su vez, tanto propiedades físicas como químicas definen, en cierta medida, el comportamiento de un elemento de suelo sometido a presiones de confinamiento. Dentro de las variaciones más importantes que presenta un suelo debido a presiones de confinamiento y generación de rotura de partículas destacan la disminución del ángulo de fricción interna (ϕ), aumento del coeficiente de compresibilidad (a_v), desaparición de la dilatancia, aumento en % de finos, disminución de la permeabilidad del suelo, entre otros.

2.4.2.1 Tamaño de Partícula

La importancia del tamaño de partícula maneja diversas hipótesis. Esterle (1990) señala que a mayor tamaño, menor es el número de contactos con partículas vecinas para un volumen dado, lo que radica en una mayor concentración de esfuerzos en los puntos de contacto entre partículas y así, una mayor rotura.

Por otro lado, a mayor tamaño, las partículas tienden a tener mayores defectos en su extensión, con lo que existe una mayor probabilidad que se favorezca la rotura. Luego, a medida que las partículas se rompen, menor es la cantidad de defectos que se encuentran en las subdivisiones y por ende, menor es la rotura. (Lade et al., 1996)

La figura 2.4-2 muestra experimentos realizados por Lee & Farhoomand (1967) que demuestran la importancia del tamaño máximo y su influencia con el porcentaje [%] de rotura. A mayor tamaño máximo, mayor es la rotura evidenciada. Por otro lado, Lee (1992) encontró que el valor logarítmico de la resistencia a la tensión es inversamente proporcional al valor logarítmico del porte de la partícula.

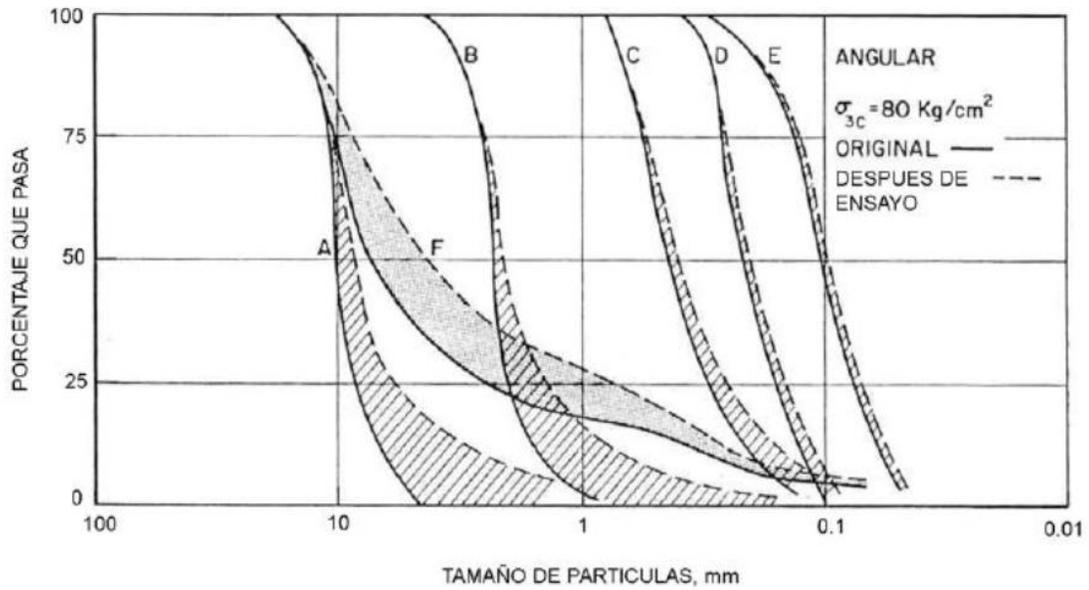


Figura 2.4-2: Granulometría Post para distintos tamaños máximos. (Lee & Farhoomand, 1967)

Otros autores también señalan que la rotura es proporcional al porte del grano, Hedron (1963), Russel et al. (2009), D'espessailles et al. (2014), entre otros.

2.4.2.2 Mineralogía

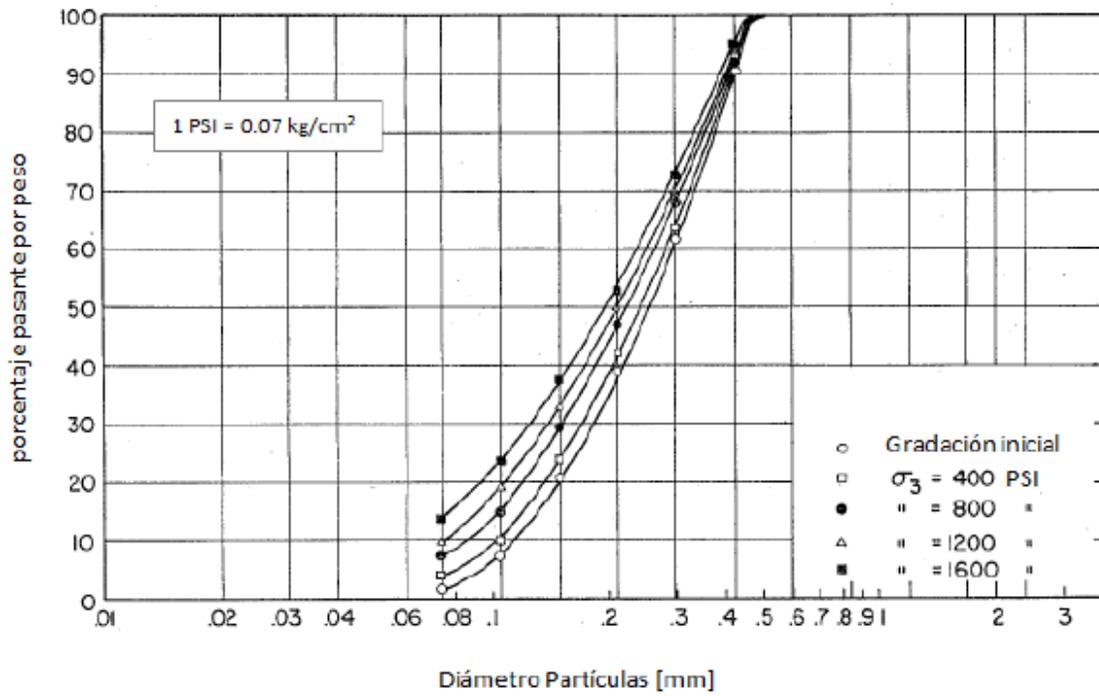
La mineralogía consiste en la identificación de los minerales que componen las partículas de suelo. Comúnmente esta información se obtiene de los estudios geológicos de las muestras.

Su influencia radica en la dureza de los materiales que componen las muestras, y se estima la importancia de aquello al momento de la rotura de partículas.

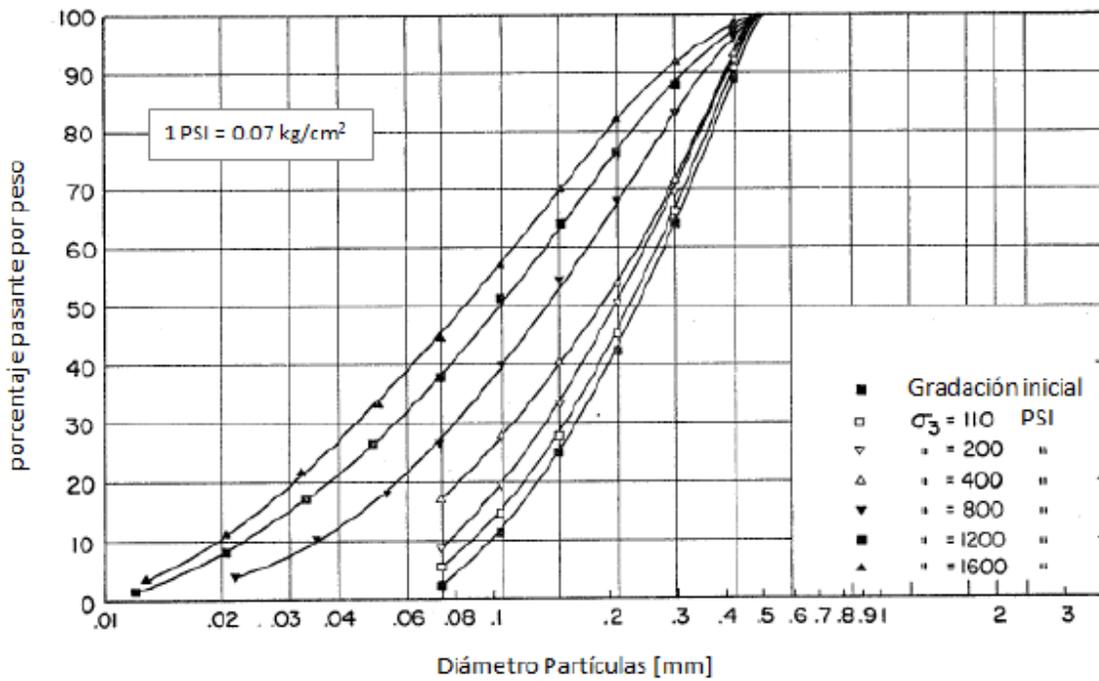
D'espessailles et al. (2014) señalan que a mayor porcentaje de partículas débiles, menor es la dureza, por consiguiente mayor es la rotura.

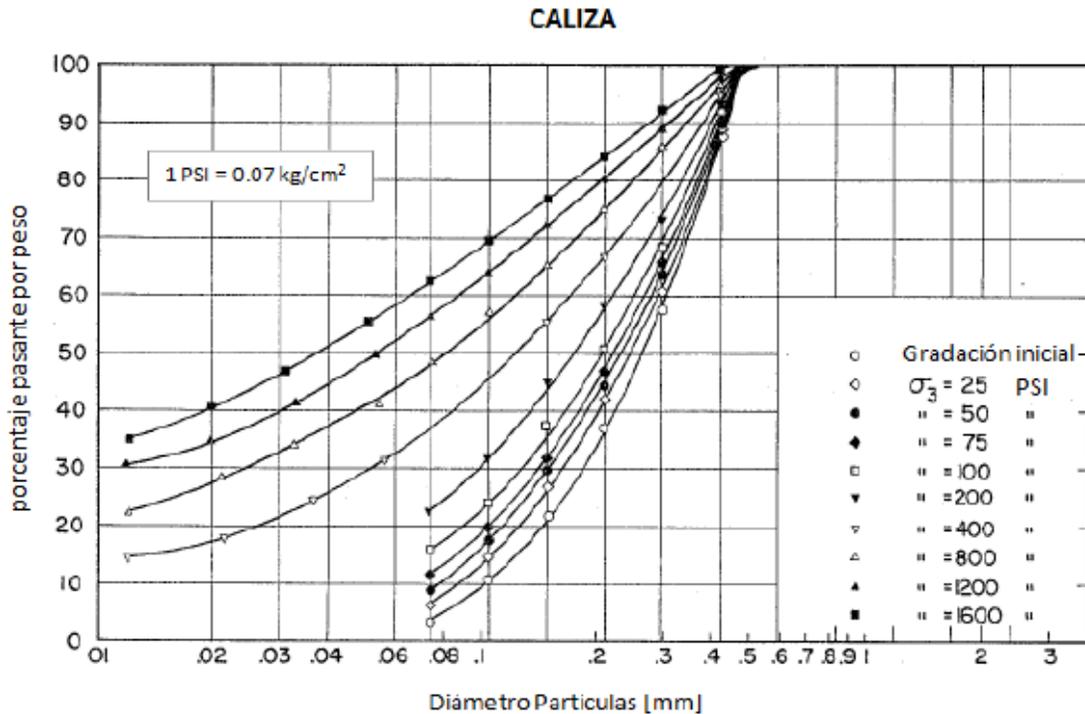
Lade et al. (1996) señalan que materiales de mayor dureza muestran menor rotura para un esfuerzo dado, Lo & Roy (1973) indican que la rotura es una función de la mineralogía y concluyeron que a menor resistencia de la partícula, mayor rotura. Las figuras a continuación señalan los resultados obtenidos por Lo & Roy (1973), donde los tres materiales estudiados son, aluminio, cuarzo y piedra caliza, respectivamente. Se aprecia que el porcentaje de rotura de cada mineral aumenta debido al decrecimiento de su dureza.

ÓXIDO DE ALUMINIO



CUARZO





2.4.2.3 Forma de las partículas

La significancia de la forma de la partícula refiere a la angulosidad de la misma. Esta se define como la redondez que presenta la superficie de la partícula y la presencia de cantos angulosos en ella.

Partículas más angulosas tienden a sufrir mayores roturas debido a que la superficie de contacto entre partículas es menor y las irregularidades radican en concentraciones de esfuerzos excéntricos a los centros de masa de las mismas Hagerty et al. (1993).

Kjaernsli & Sande (1963) señalan que superficies angulosas y rugosas implican en mayor rotura que las redondeadas y suaves.

Diversos estudios demuestran la relevancia de la angulosidad, Lo & Roy (1973), Hardin (1985), Hagerty et al. (1993), Lade & Yamamuro (1996), Lade et al. (1996), Tarantino & Hyde (2005), Melbouci et al. (2008), Al-Hattamleh et al. (2013), entre otros.

Lee & Farhoomand (1967) detallan la influencia de este parámetro, para dos muestras sometidas a distintas presiones de sobrecarga.

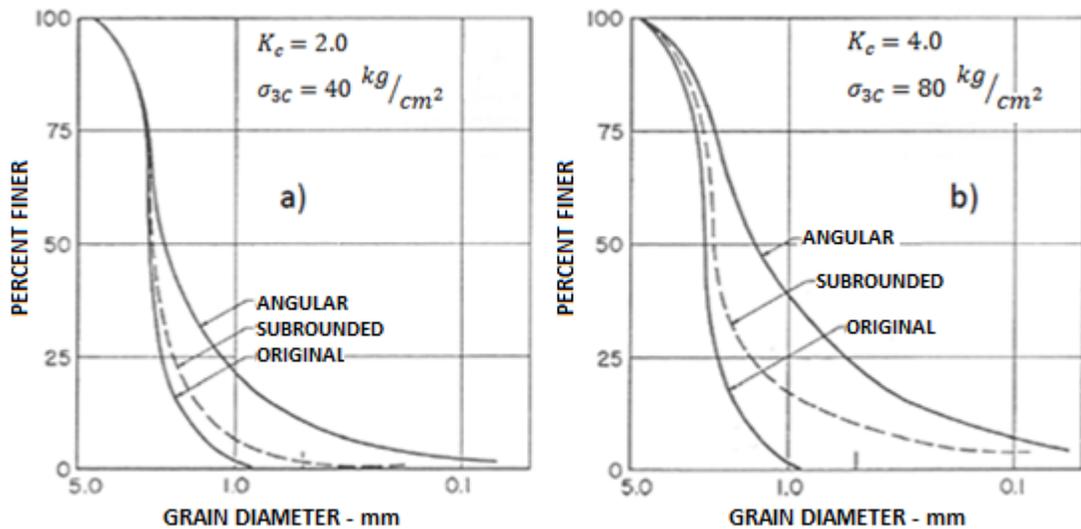
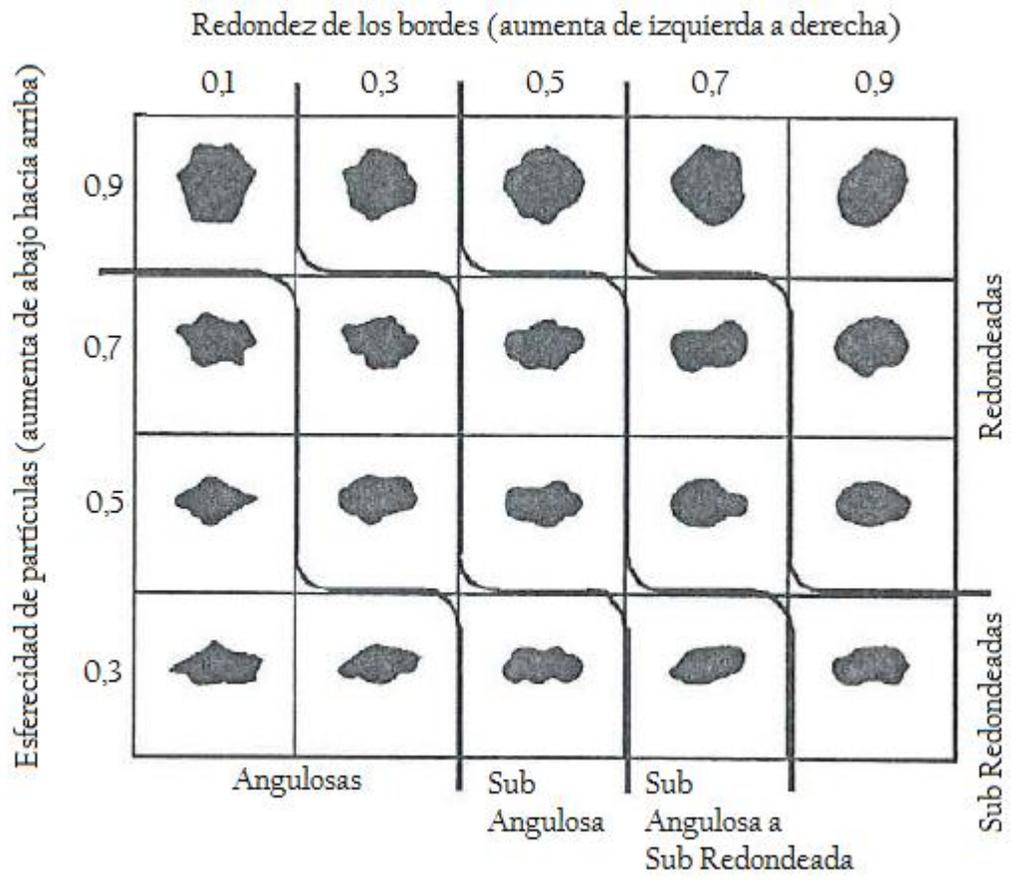


Figura 2.4-3: Rotura según Lee & Farhooman para distintas muestras; (a) presión de 40 Kg/cm² ; (b) presión de 80 Kg/cm²

Efectivamente la angulosidad es una función directamente proporcional a la rotura. Luego que las partículas desgastan sus contornos debido a los esfuerzos que se concentran en sus cantos, la angulosidad deja de ser un factor influyente en la rotura.

El esquema a continuación permite clasificar las partículas según su grado de redondez y esfericidad.



2.4.2.4 Densidad Relativa

La densidad relativa se define como el grado de compacidad de un suelo, orientada principalmente a suelos granulares (arenas, gravas y gravillas) y referido a sus estados más sueltos y densos que se obtienen según norma de laboratorio.

Se define como,

$$DR[\%] = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \quad (2-5)$$

Con,

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad (2-6)$$

e = índice de vacíos, V_V = Volumen de vacíos, V_S = Volumen de sólidos

Puesto que en terreno se calcula directamente la densidad seca, γ_d , la densidad relativa también se expresa como,

$$DR[\%] = \frac{\frac{1}{\gamma_{d\ min}} - \frac{1}{\gamma_d}}{\frac{1}{\gamma_{d\ min}} - \frac{1}{\gamma_{d\ max}}} \times 100 \quad (2-7)$$

Ahora bien, la influencia de la densidad relativa inicial aún no está totalmente definida. Bard et al. (2014) señalan que a bajas presiones de confinamiento ($\sigma'_c < 0,5 \text{ MPa}$) los materiales aún dependen de su fábrica inicial (DR, % de finos). Pero para presiones mayores a 1 [MPa] la presión de confinamiento tiende a borrar el efecto de la estructura inicial del material, sin presentar importantes diferencias en los resultados de resistencias drenadas y no drenadas debido a las densidades iniciales de las distintas arenas cicloneadas en su estudio.

De Souza (1958), Hedron (1963) y Esterle (1990) indican que el aumento de la densidad relativa aumenta el punto de quiebre y por ende, disminuye la rotura de partículas. Así como Hardin (1985) señala que al disminuir la DR aumenta la rotura

debido a que las partículas poseen menor número coordinado (contacto entre partículas) y una mayor concentración de esfuerzos. Por otro lado, Lade et al. (1996) señalan que el aumento de la DR genera un mayor reacomodamiento de partículas y un esfuerzo mejor distribuido.

Además, Solans (2010) y Maureira & Verdugo (2014) señalan que el efecto de la rotura en arenas de relaves es más relevante a medida que la densidad relativa de confección aumenta. A su vez, Lee & Farhoomand (1967), Lo & Roy (1973), Colliat-Dangus et al. (1988), entre otros, reportan resultados similares con respecto a la densidad relativa.

2.4.2.5 Porcentaje de finos

Los finos son aquellos materiales que pasan a través de la malla N°200 (0,074 mm). Éstos se diferencian entre limos y arcillas según sus características plásticas, siendo las arcillas, en la mayoría de los casos, más plásticas y pequeñas que los limos.

El área donde la rotura de partículas tiene una significativa incidencia se relaciona con la permeabilidad del suelo. Existen correlaciones empíricas que relacionan el porte del grano y su permeabilidad Duncan et al. (1972). Una de las correlaciones más utilizadas es la fórmula propuesta por Hanzen (1911), aplicado a arenas uniformes

$$k = 100 * (D_{10})^2 \quad (2-8)$$

Donde,

k = permeabilidad

D_{10} = porte del grano del 10% menor en peso que pasa.

Estudios hechos por Hanzen (1911) sobre arenas filtradoras para purificación de agua, donde los valores de D_{10} fluctúan entre 0,1 y 3 mm y $C_u < 5$. Al-Hattamleh et al. (2013) fortalecen el uso de este parámetro señalando que es evidente que la mayor rotura ocurre entre D_{10} y D_{20} .

La influencia de la permeabilidad justifica el parámetro B_{10} que se propone en el punto 2.4.1. Según los parámetros establecidos, a mayor rotura, menor es el valor de D_{10f} y consecuentemente, menor es la permeabilidad posterior al ensayo.

2.4.2.6 Nivel y trayectoria de esfuerzos

El nivel de esfuerzos es la componente principal que directa o indirectamente produce rotura de partículas. Con esto, De Beer (1963) señala que en arenas uniformes la rotura se vuelve sustancial a esfuerzos mayores a 15 [MPa] y decrece progresivamente con presiones sobre 34 [MPa].

Feda & Jaroslav (2002) señalan que la rotura depende, además de la carga, del tiempo y la trayectoria de esfuerzos. A mayor gradiente de esfuerzo vertical, mayor es la rotura según Feda & Jaroslav (1999). Para Hagerty et al. (1993) la cantidad de rotura de partículas es afectada por el nivel de esfuerzo, su magnitud y su trayectoria. Mayor cantidad de rotura es generada cuando los niveles de esfuerzo son mayores y cuando se alcanzan grandes deformaciones en regiones de alta magnitud de esfuerzos.

Otros autores también señalan este hecho relevante en la rotura, Lade et al. (1996), D'espessailles et al. (2014), entre otros.

2.4.2.7 Distribución Granulométrica (uniformidad)

La granulometría describe la distribución en términos de peso (en %) de los diámetros de las partículas que componen la muestra de suelo. A su vez, ciertas granulometrías definen suelos más uniformes que otros.

Diversos autores sostienen que suelos uniformes sufren mayor rotura que los bien graduados debido al número de contacto entre partículas (Bard et al., 2014), destacando los resultados obtenidos por Lee & Farhoomand (1967), presentados en la figura 2.4-4 y 2.4-5.

Las muestras A y F, de igual tamaño máximo, distribuciones uniformes y bien graduadas presentan distintos comportamientos frente a la rotura. En la figura 2.4-4 la muestra A señala un mayor porcentaje de rotura de partículas a iguales tensiones que la muestra F, puesto que A requiere “rellenar” más espacios para llegar al mismo grado de compacidad que F. Lo mismo ocurre con la compresibilidad en 2.4-5, pues A presenta mayor compresibilidad que F.

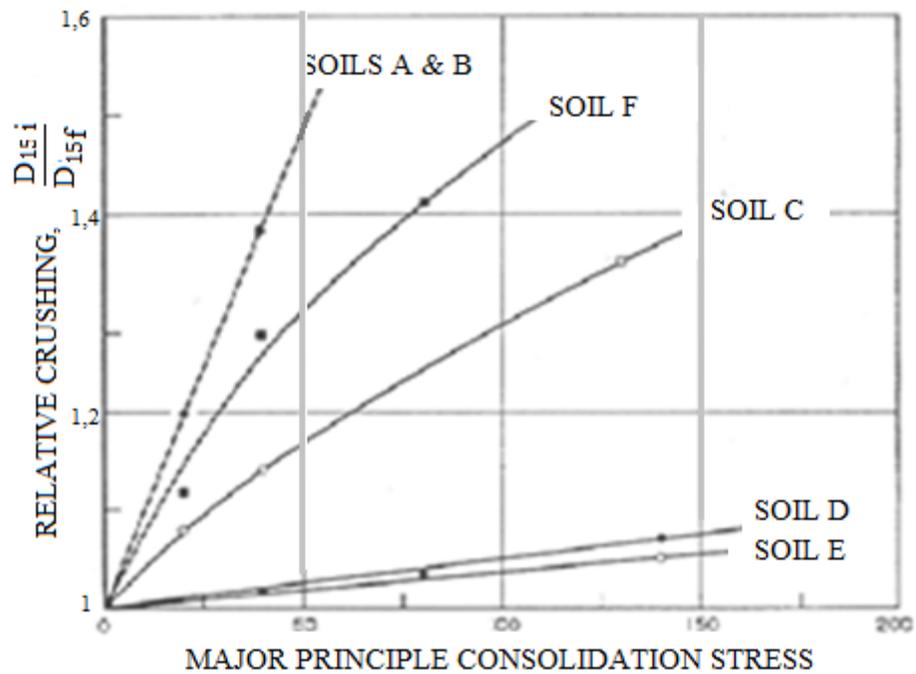


Figura 2.4-4: Rotura en diversas muestras según Lee & Farhoomand (1967).

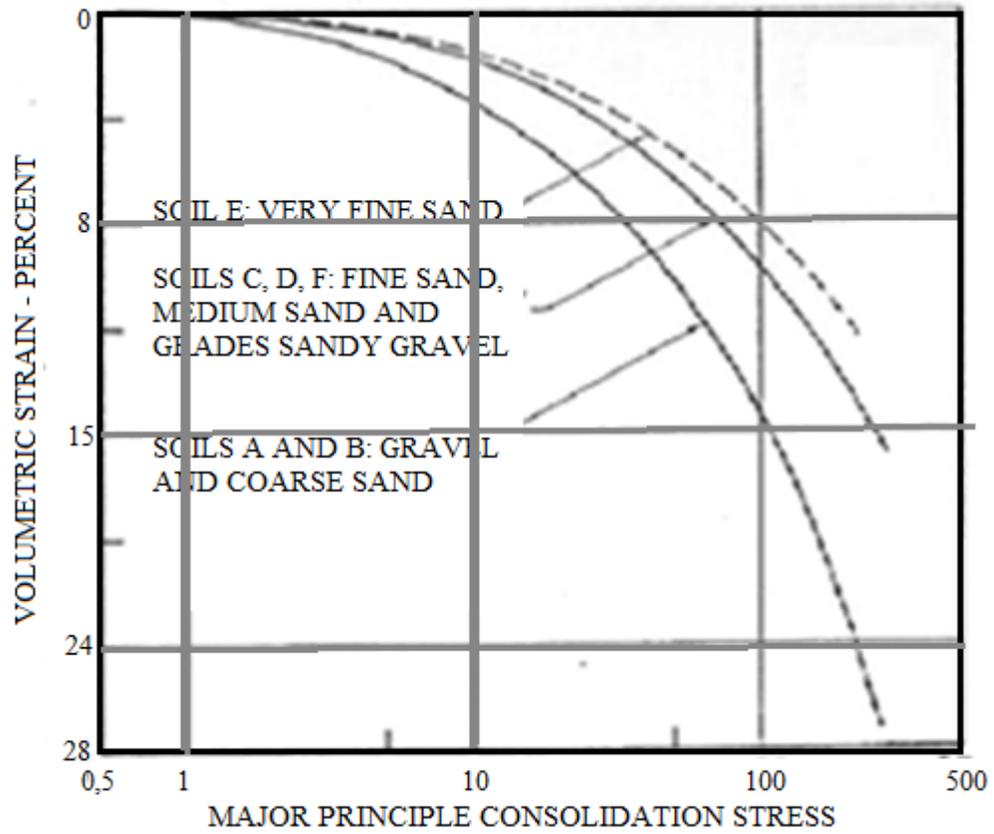


Figura 2.4-5: Compresibilidad para diversas muestras según Lee & Farhoomand (1967)

Para esto, es importante considerar el coeficiente de uniformidad calculado como $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$. (Para valores de $C_u \leq 3$ se consideran suelos muy uniformes).

2.4.2.8 Presencia de Agua

El flujo de agua en suelos puede ser muy significativo, pues define la humedad de una muestra, por ejemplo, durante una excavación en su construcción. Más aún, el comportamiento del suelo es gobernado por el esfuerzo efectivo intergranular que se rige por las leyes de Darcy y definen posteriormente la permeabilidad.

Miura & Yamanouchi (1975) estudiaron este efecto a través de ensayos triaxiales y compresiones confinadas para distintos líquidos en la saturación. Desde el punto de vista mecano-químico, mencionan que la pérdida de resistencia de las partículas de la muestra bajo la presencia de agua se liga a cambios en la energía superficial de las micro grietas existentes, actuando como un factor acelerador en el proceso de rotura de partículas. La figura 2.4-6 señala una mayor rotura para muestras saturadas sobre muestras no saturadas, tanto para suelos sueltos y densos.

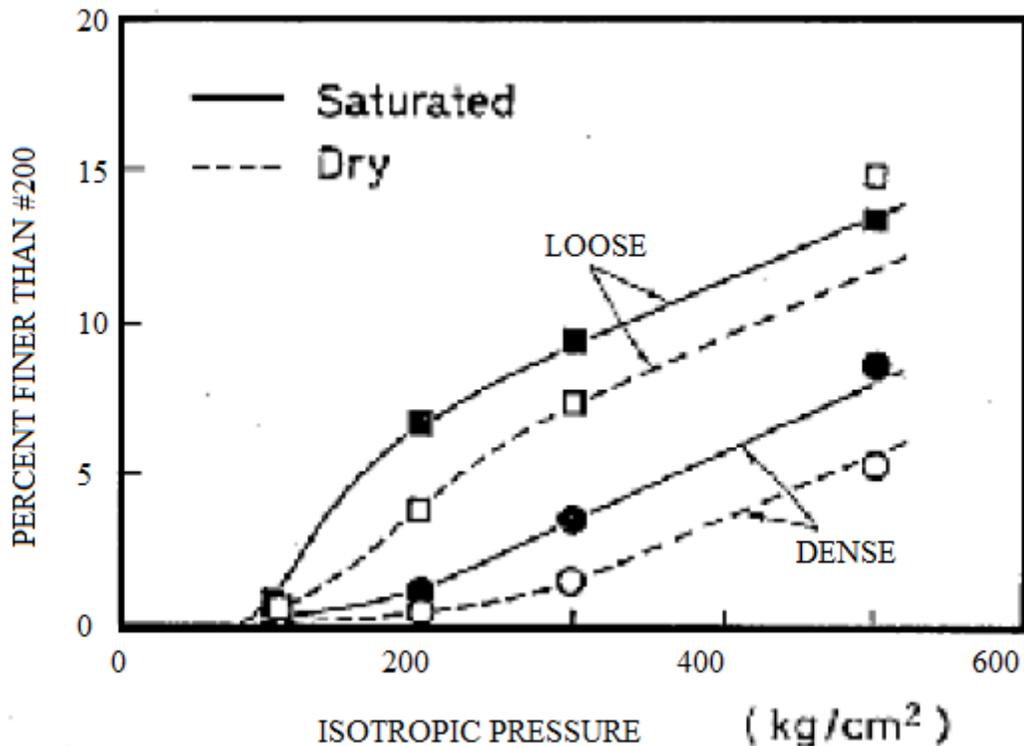


Figura 2.4-6: Rotura en Arena de Toyoura saturada y no saturada. (Miura & Yamanouchi, 1975)

Diversos autores han señalado la importancia de ésta debido a su relación con el % de finos y la permeabilidad. Nobari & Duncan (1972), Al Hattamleh et al. (2013), D'espessailles et al. (2014), entre otros.

2.4.2.9 Relevancia del Tiempo

El tiempo de carga es un factor relevante al momento de estimar la rotura que se produce en la segunda etapa de la consolidación. Este fenómeno, denominado “creep”, se produce luego de que las muestras de suelo han disipado la presión de poros en gran parte de su extensión y la consolidación comienza a describirse particularmente por hechos asociados a la rotura (consolidación secundaria).

Takei et al. (1998) a través de un ensayo de placa de carga evidenció que la dependencia del tiempo en el asentamiento no fue causada por la consolidación como tal, si no, por la rotura de partículas. En esta línea, Fedá & Jaroslav (2002) señalan que en el ensayo edométrico el tiempo de carga es relevante pues la deformación por creep aumenta debido a la destrucción de granos tiempo-dependientes. Por otro lado, Vecic & Clough (1968) concluyeron que el tiempo requerido para finalizar el proceso de consolidación es proporcional a la presión de confinamiento.

2.4.3 Comportamiento Fractal

El comportamiento fractal se define como la representación a través de una curva granulométrica recta en el gráfico $\log(\% \text{ que pasa}) - \log(D)$.

McDowell et al. (1996) y McDowell & Bolton (1998) proponen que la rotura de partículas no es un fenómeno que cambia inesperadamente o cuando cierto nivel de esfuerzo es alcanzado. Más bien, considerando el tamaño de partícula y el número de coordinación, las probabilidades de supervivencia de las partículas de distintos tamaños se describen usando la función de Weibull, de la que se desprende que la distribución granulométrica se desarrolla hacia una del tipo fractal. (McDowell et al. 1996 y Russel et al. 2009)

La figura 2.4-7 señala la tendencia a rotura de partículas ensayadas por McDowell. Éstas muestran una evolución tipo fractal, pues cada rotura es cierto % determinado de una partícula precedente de mayor tamaño.

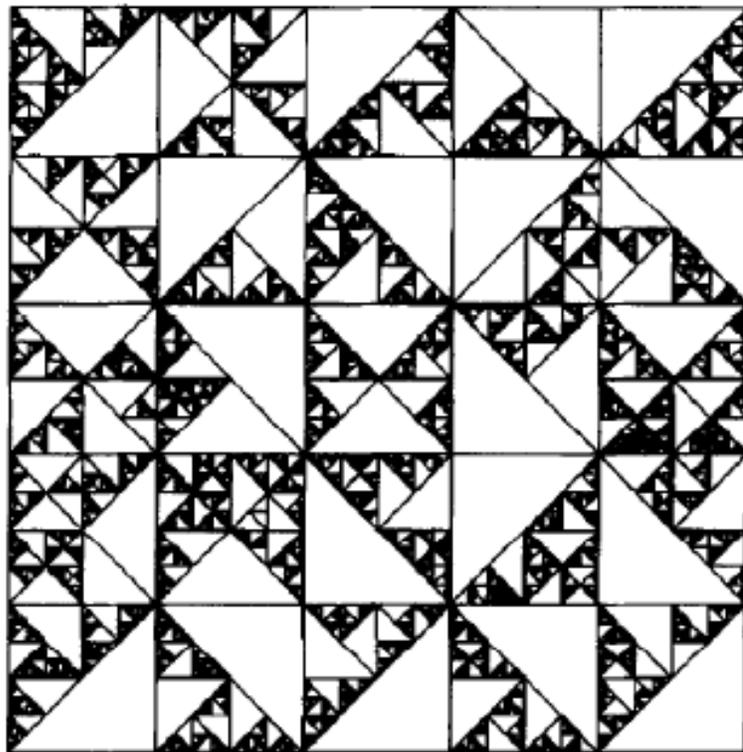


Figura 2.4-7: Evolución Rotura en 2D (G, R. Dowell et al. 1996)

A su vez, D' Espessailles et al. (2014) estudian la evolución fractal de dichas partículas en un gráfico (% que pasa) – $\log(D)$ (ver Figura 2.4-8).

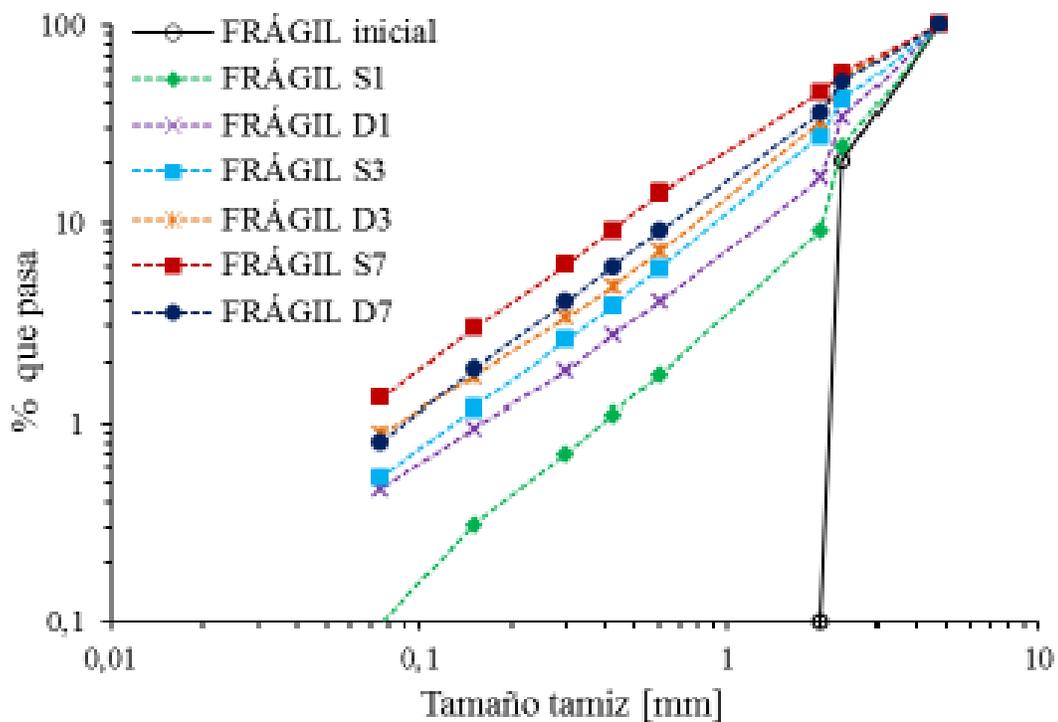


Figura 2.4-8: Evolución Fractal (D' Espessailles et al., 2014)

2.5 Compresibilidad edométrica de suelos granulares gruesos

Los materiales al ser sujetos a cambios en las condiciones de esfuerzos sufren deformaciones que pueden depender, o no, del tiempo. A su vez, dichas deformaciones dependerán de las características del material a ensayar. En el caso de los materiales elástico-lineales, el esfuerzo y la deformación son proporcionales e independientes del tiempo en una primera aproximación.

Ahora bien, incluso en la ausencia de cambios dependientes del tiempo en el esfuerzo total, el nivel freático o la presión intersticial de referencia, la compresión de suelos saturados es dependiente del tiempo puesto que es el resultado de dos mecanismos separados que dependen de él, el traspaso de esfuerzos del fluido incompresible al esqueleto granular y la evacuación del mismo.

La consolidación es un proceso que consta de tres etapas principalmente: el asentamiento instantáneo, la consolidación primaria y la secundaria.

El asentamiento instantáneo es provocado por la deformación elástica de un suelo en estado seco, húmedo o saturado sin cambios en el contenido de agua. Los cálculos de estos asentamientos provienen de ecuaciones derivadas de la elasticidad (Das, 2001).

La consolidación primaria ocurre en suelos saturados cohesivos y se produce debido a la reducción del índice de vacío de la muestra. La carga ejercida sobre la muestra es inicialmente tomada por el agua, provocando un exceso de presión intersticial o presión neutra. Considerando que el suelo y el agua se consideran incompresibles, y además, esta última no presenta resistencia al corte, la única manera de que esta presión pueda ser disipada se realiza mediante un flujo de agua hacia el exterior, (Terzaghi, 1996) dónde la velocidad de flujo dependerá de la permeabilidad (k) del suelo en cuestión.

Las deducciones de las deformaciones verticales producto del proceso de consolidación se aplican a estratos de granulometría fina. La teoría planteada por Terzaghi es aplicada fundamentalmente a limos y arcillas saturadas.

Puesto que el suelo estudiado se define como material grueso (punto 4.2.3), la teoría de la consolidación argumenta el comportamiento asociado a la disipación de la presión de poros, pero no así al comportamiento del esqueleto granular.

Las partículas de mayor diámetro (porción de gravas) tienden a definir una deformación plástica prácticamente instantánea. A su vez, su alta permeabilidad permite un flujo rápido de agua, y así disipar rápidamente el exceso de presión de poros. Diversos autores señalan este comportamiento, Mesri & Vardhanabhuti (2009), Universidad Nacional de Rosario (2011), Esterle (1990), entre otros.

De esta forma, la consolidación continúa como un proceso regido por la teoría de Terzaghi aplicada a la porción de partículas más finas produciéndose posteriormente la paulatina disminución volumétrica o de índice de vacíos.

Para describir lo anterior se analizará la deformación unidimensional de un estrato de arcilla saturada sometida a un incremento de esfuerzos (ver figura 2.5-1).

Sabiendo que,

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta\mu \quad (2-9)$$

Con, $\Delta\sigma'$ = incremento de esfuerzo efectivo

$\Delta\mu$ = incremento en la presión de poros

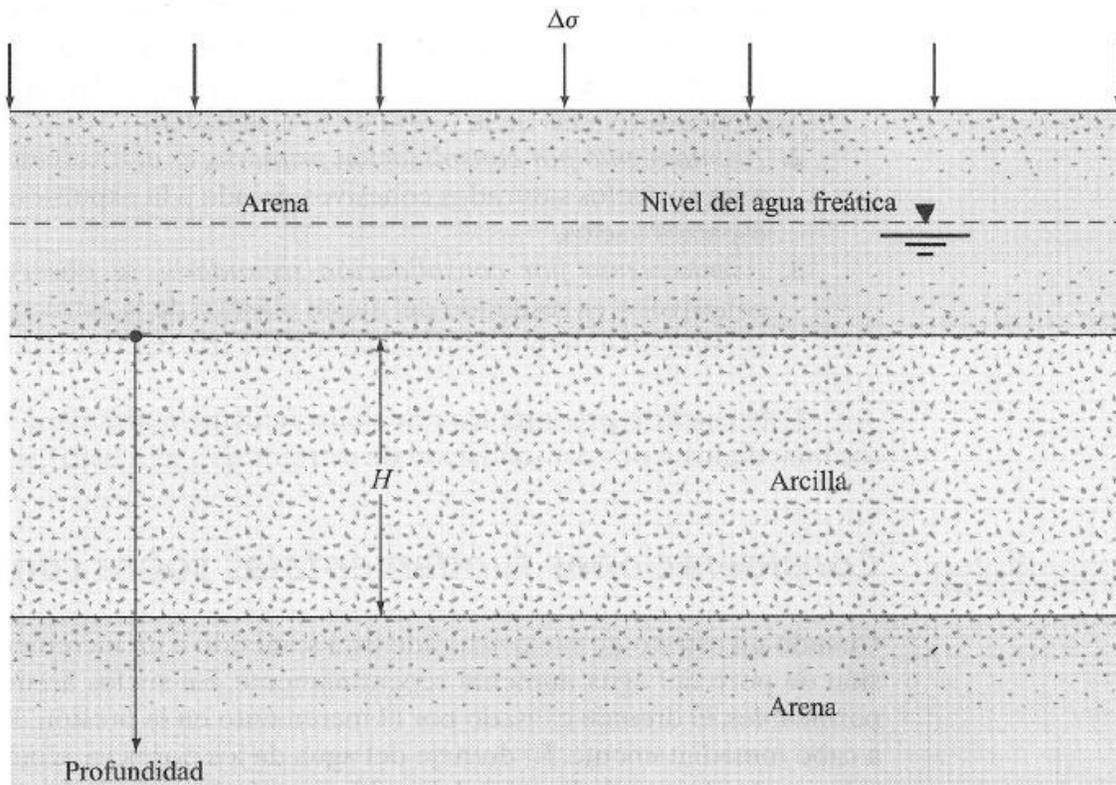


Figura 2.5-1: Estrato de Arcilla confinado por dos estratos permeables

Puesto que la arcilla posee baja permeabilidad, en el valor de $t = 0$, el aumento de esfuerzo total será tomado en su totalidad por el agua ($\Delta\sigma = \Delta\mu$) en toda su extensión y no se verá esfuerzo efectivo incrementado (figura 2.5-2).

Luego de la aplicación del esfuerzo incrementado $\Delta\sigma$ el estrato comenzará a drenar el agua de los espacios vacíos. Por esto, el exceso de presión de poros irá disminuyendo y transfiriéndole la carga (esfuerzo efectivo) al esqueleto granular. De esta forma, en un tiempo $0 < t < \infty$ (figura 5.1-2), se tendrá

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta\mu \quad (\Delta\sigma' > 0 \text{ y } \Delta\mu < \Delta\sigma) \quad (2-10)$$

Sin embargo, estos valores cambiarán según sea la profundidad del estrato y su cercanía a las paredes permeables.

En teoría, para un tiempo $t = \infty$, la presión de poros en exceso se disipará en su totalidad (ver figura 2.5-2), obteniéndose $\Delta\mu = 0$, con lo que $\Delta\sigma = \Delta\sigma'$.

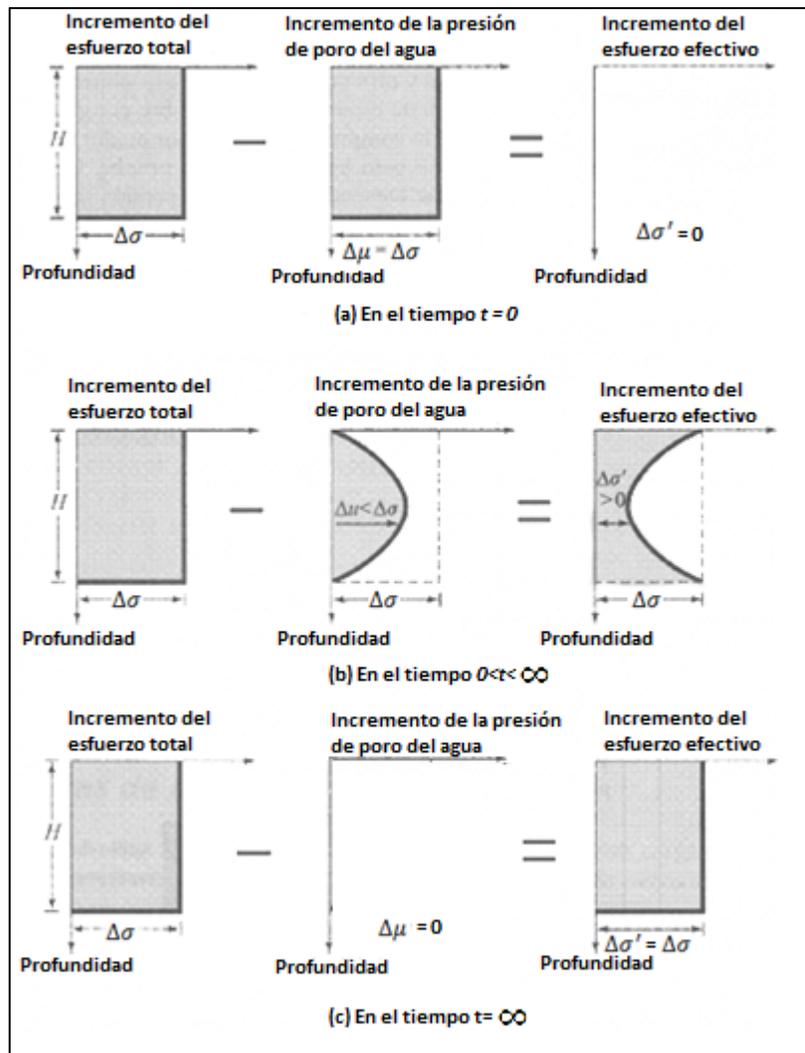


Figura 2.5-2: Presión de poros en, (a) $t = 0$, (b) $0 < t < \infty$ y (c) $t = \infty$ (Das, 2001)

La condición óptima para el ensayo de consolidación se da cuando el material está 100% saturado. En el caso que una muestra se encuentre parcialmente saturada indica que existen gases en el volumen de vacíos presente en la muestra ($V_V = V_A + V_w$). Debido a la compresibilidad de los gases la consolidación es difícil de estudiar y las aproximaciones que hoy se conocen no son del todo válidas.

Para el caso de suelos granulares y en particular la muestra en estudio la permeabilidad es alta, lo que permite una rápida evacuación del contenido de agua, la disipación del

exceso de presión de poros y un asentamiento que se completa, generalmente, al término de las aplicaciones de las cargas.

En cambio, en suelos arcillosos la permeabilidad es muy baja, lo que impide una rápida evacuación del exceso de presión de poros. En consecuencia, el suelo puede seguir deformándose bastante tiempo después de la aplicación de las cargas.

Es así como el proceso de consolidación para suelos con bajas permeabilidades debe ser capaz de predecir el asentamiento total de la estructura y el tiempo o velocidad para producir dicho asentamiento.

La consolidación secundaria, fenómeno posterior a la primaria, se debe al reacomodamiento de las partículas del esqueleto granular. Ésta depende de las características elastoplásticas y a la viscosidad del material ensayado. Para suelos de alto índice de plasticidad y/u orgánicos es significativa, por lo que debe ser considerada al momento del cálculo respectivo.

Para el caso de suelos granulares, esta consolidación depende directamente de la rotura de partículas y la disminución del tamaño nominal de las mismas.

2.5.1 Parámetros de consolidación

Para la obtención de dichos parámetros que permiten estimar con cierta certeza el comportamiento de deformación v/s tiempo en una muestra sometida a ensayo de consolidación uniaxial se debe recurrir a la teoría de la consolidación propuesta por Terzaghi (1925), también conocida como el inicio de la ingeniería geotécnica moderna.

La teoría de consolidación fija ciertos supuestos,

1. La capa de suelo estudiada es homogénea.
2. El suelo está 100% saturado.
3. La compresibilidad del suelo y el agua es despreciable.
4. La deformación es infinitesimal, es decir, la deformación de un suelo de dimensiones d_x, d_y, d_z tiene igual respuesta a la de un suelo x, y, z.

5. El flujo ocurre en una sola dimensión
6. La ley de Darcy es válida ($\vec{v} = i * k$)
7. Las propiedades del suelo son constantes, a lo largo de su extensión y en el tiempo.
8. El comportamiento de e v/s σ_v es lineal
9. La compresión es unidimensional

El proceso de consolidación (o expansión) viene regido por:

- Ecuaciones de equilibrio de una muestra de suelo
- Relaciones esfuerzo-deformación del esqueleto mineral
- La ecuación de continuidad del fluido intersticial.

Los supuestos propuestos por Terzaghi (1999) y el proceso de consolidación, definen la ecuación de difusión como,

$$\frac{k(1 + e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2-11)$$

La ecuación (2-11) establece la relación entre la presión en exceso de la hidrostática, u , la profundidad y el tiempo; y con ello permite conocer la distribución de presiones en el suelo durante un proceso de consolidación unidimensional, con flujo vertical.

El desarrollo de la consolidación define los siguientes parámetros,

Coeficiente de compresibilidad $a_v = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = -\frac{de}{d\sigma}$ (2-12)

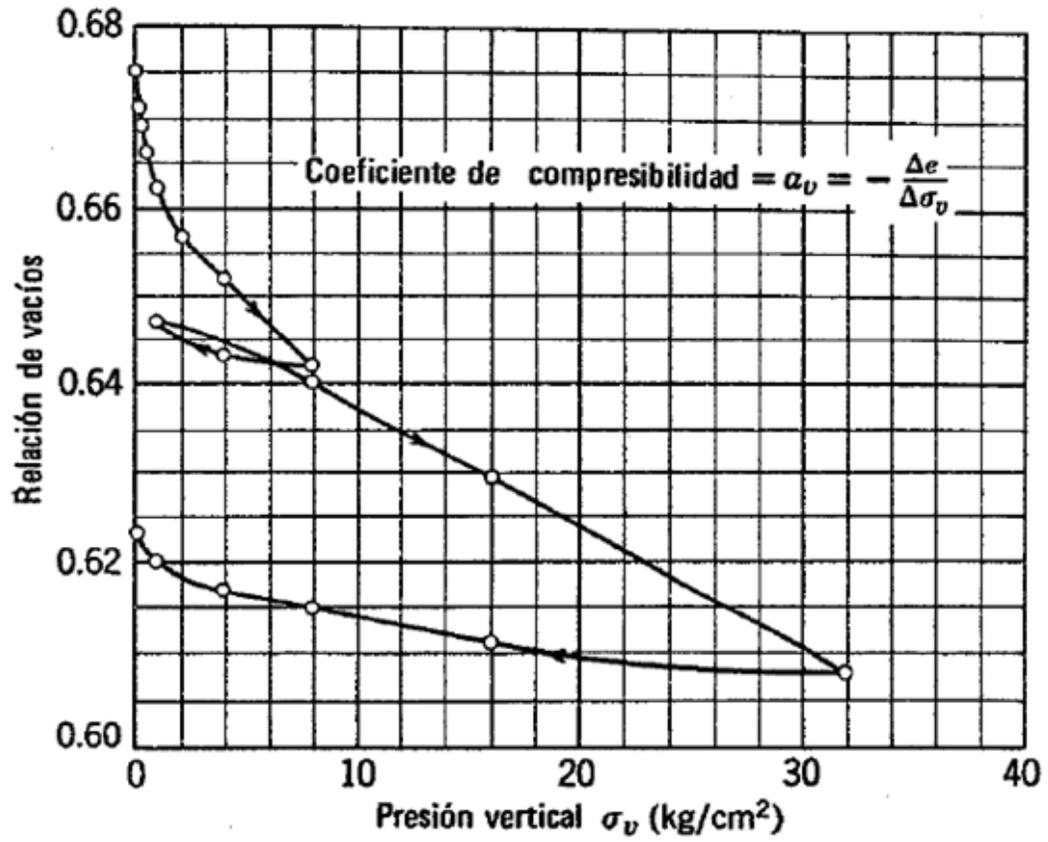


Figura 2.5-3: Coeficiente de Compresibilidad (Lambe, 2008)

$$\text{Razón de compresión } C_c = a'_v = -\frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma} = -\frac{de}{d\sigma} \quad (2-13)$$

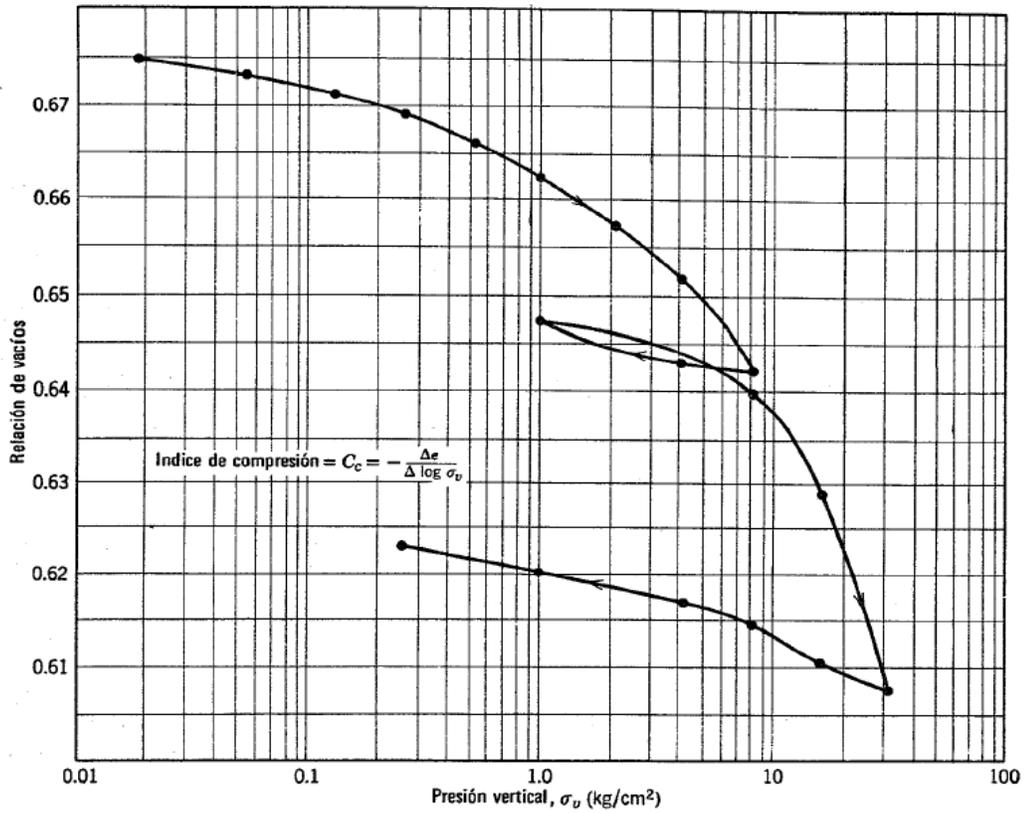


Figura 2.5-4: Índice de Compresión (Lambe, 2008)

Ambos definen la pendiente de la curva de compresión en función de la disminución del índice de vacíos, a_v para la presión vertical en escala lineal y C_c para la presión vertical en escala logarítmica.

Ahora bien, a partir de la ecuación 2-11 se definen los siguientes parámetros,

$$\text{Coeficiente de consolidación } C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (2-14)$$

$$\text{Coeficiente de compresibilidad volumétrica } m_v = \frac{a_v}{1+e_0} \quad (2-15)$$

Usando (2-14) en (2-11),

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2-16)$$

La solución de (2-16) no es trivial y requiere el uso de expansiones de Taylor. Taylor (1948) y Holtz & Kovacs (1981, Apéndice B2). Así,

$$u = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_i}{M} \left(\sin\left(\frac{Mz}{H}\right) e^{-M^2 T} \right) \quad (2-17)$$

Definiendo el factor adimensional, T_i

$$T_i = \frac{C_v t_i}{H^2} \quad (2-18)$$

Y para,

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1); m \in Z^+$$

$z =$ Valor medido desde la parte superior del estrato

$$H = \frac{1}{2} \text{Espesor total del estrato (suponiendo que filtra por ambos lados)}$$

La ecuación (2-17) define la figura 2.5-5 que permite calcular el grado de consolidación $U(\%)$ en función de la profundidad z y del factor de tiempo T_i para un estrato doblemente permeable. Puesto que el ensayo de consolidación considera solo la frontera superior permeable, su utiliza sólo la mitad superior del gráfico.

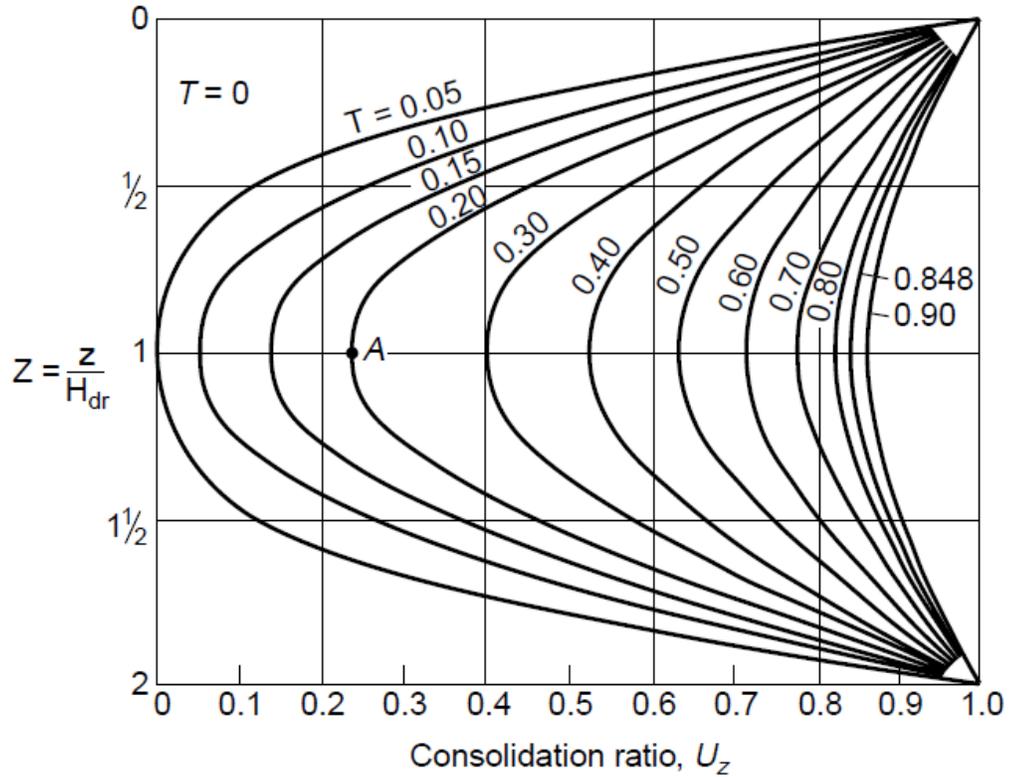


Figura 2.5-5: Grado de consolidación según profundidad y factor de tiempo (Lambe, 2008)

Por último, se define el grado promedio de consolidación como,

$$U_i(\%) = 1 - \frac{u_i}{u_0} \quad (2-19)$$

Con,

u_i = exceso de presión de poros en tiempo i

u_0 = exceso de presión de poros inicial

El cual permite calcular la consolidación sólo en función del tiempo. Ahora bien, cómo simplificación a esta ecuación y producto de ciertas aproximaciones (Fox, 2003), se define,

$$U_i(\%) = \sqrt{\frac{4T_i}{\pi}} \quad \text{para } 0 \leq T_i \leq 0,286 \quad (2-20)$$

$$U_i(\%) = 100 - 10^{\frac{(T_i - 1,781)}{-0,933}} \quad \text{para } 0,286 \leq T_i \quad (2-21)$$

2.5.2 Métodos para obtener el coeficiente de consolidación C_v

Conocidos los valores en laboratorio del contenido de humedad w , la gravedad específica G_s , el índice de vacíos inicial e_0 y el índice de vacíos e_i en cualquier tiempo t_i obtenido para cada término de carga en el ensayo de consolidación, se puede determinar el valor de t_i correspondiente al tiempo para el cual ocurre un cierto % de consolidación determinado para el ensayo, y con esto, determinar el parámetro C_v . Para esto, existen diversos métodos como lo son el método de Casagrande, de la Raíz, de la velocidad, de la hipérbola rectangular y de elementos finitos (Bowles, 1997).

De éstos, se describen los 2 más utilizados en la práctica, y particularmente en IDIEM.

2.5.2.1 Método de Casagrande

Utiliza un gráfico semi-logarítmico deformación tiempo (ver figura 2.5-6) y se procede como sigue,

1. En el inicio de la curva parabólica marcar t_1 en el eje de las abscisas. Si no es parabólica se define D_0 para $t = 0$ y se procede al punto 4.
2. Se marca $t_2 = 4t_1$ en las abscisas. Luego, se calcula la distancia vertical entre t_2 y t_1 y se define $\Delta = (t_2 - t_1)$.
3. Se calcula la distancia 2Δ desde t_2 hacia arriba y se encuentra D_0
4. Se define D_{100} como la intersección entre la tangente de la curva (b) y (c)
5. Se calcula $D_{50} = \frac{D_{100} + D_0}{2}$
6. Se proyecta D_{50} en las abscisas para obtener t_{50} .
7. Calcular

$$C_v = \frac{T_v(U = 50\%) * H^2}{t_{50}} \quad (2-22)$$

8.

Donde,

T_v es el factor de tiempo para $U(50\%) = 0,197$

H = altura inicial de la muestra para cada carga

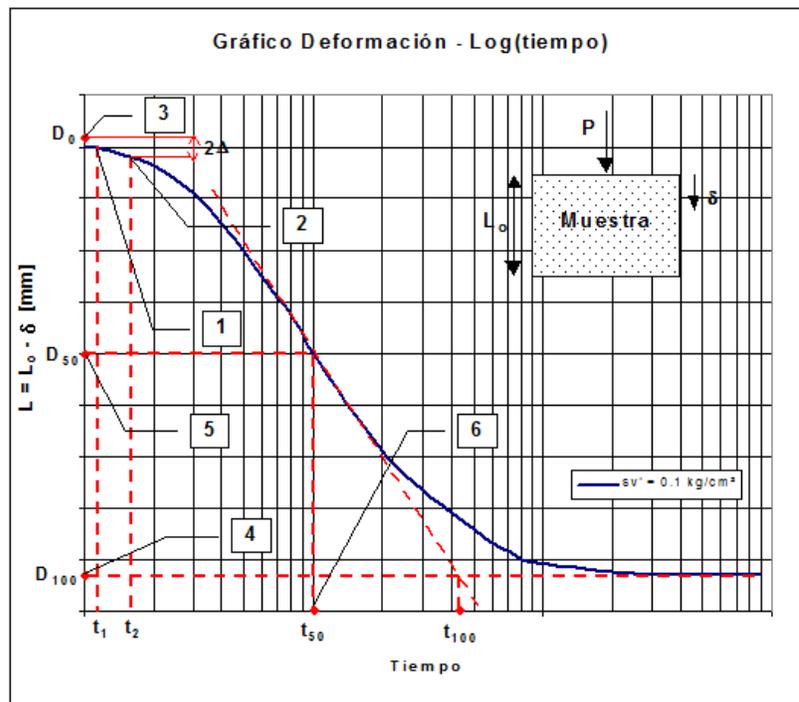


Figura 2.5-6: Método de Casagrande

2.5.2.2 Método de la Raíz

Este método suele ser más utilizado pues es más rápido, es decir, se hace un cambio de carga tan pronto como se ha alcanzado el valor D_{90} . Se utiliza un gráfico de deformación ε vs $\sqrt{t_i}$ y se procede como sigue,

1. Se traza, en lo posible, la mejor recta para los primeros puntos del gráfico.
2. La intersección de dicha recta (1) con el eje de las abscisas se define como a .
3. Se define el punto $A = a * 1,15$
4. Se une el inicio de la curva en las ordenadas ($0'$) con A.
5. La intersección de la curva (4) con la curva $\varepsilon - \sqrt{t}$ define t_{90}
6. Calcular

$$C_v = \frac{T_v(U = 90\%) * H^2}{t_{90}} \quad (2-23)$$

Donde,

T_v es el factor de tiempo para $U(90\%) = 0,848$
 H = altura inicial de la muestra para cada carga

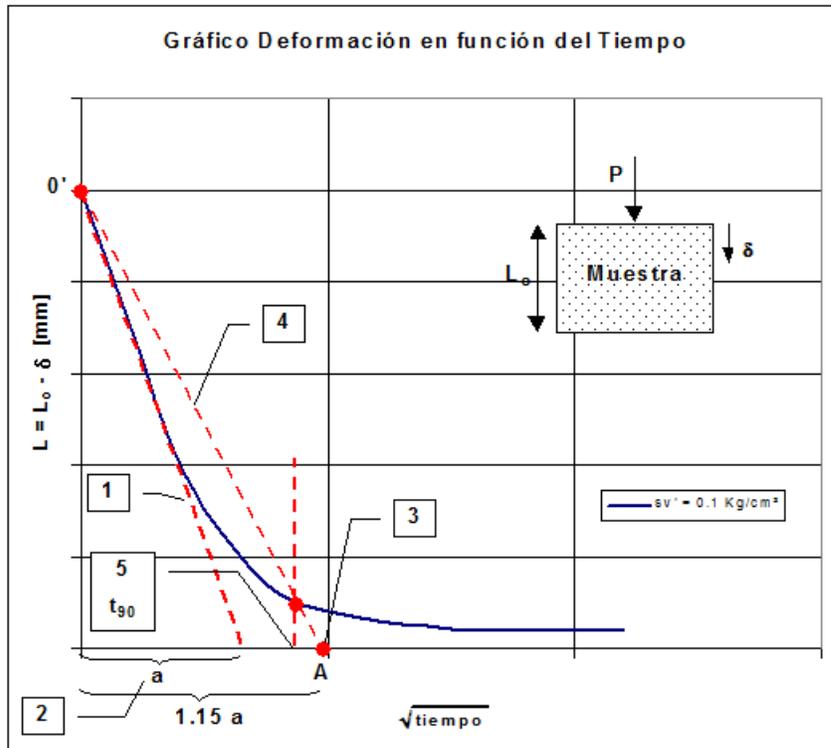


Figura 2.5-7: Método de la raíz

3 CAPÍTULO 3: EQUIPO EDOMÉTRICO DE GRANDES DIMENSIONES

El consolidómetro diseñado por la División Geotecnia Laboratorios de IDIEM contempla un nuevo modelo de ensayo edométrico común, con el objetivo de ensayar muestras de suelo con tamaños máximos nominales de 1 ½ pulgada.

El edómetro de grandes partículas tiene la capacidad de realizar ensayos de consolidación de probetas hasta 1 ½ pulgadas de tamaño máximo nominal y someterlas a las presiones convencionales utilizadas en la norma D2435/D2435M-11.

No se han registrado equipos de este tipo a la fecha, lo que radica en que la literatura sea correspondiente a los ensayos edométricos comunes. Ahora bien, tanto los parámetros existentes que describen el tiempo de consolidación, rotura de partículas, influencias de la composición del material, entre otros, son aplicables al ensayo de dimensiones gigantes.

El equipo utilizado corresponde a un modelo que cumple la misma función que un consolidómetro común y tiene como objetivo principal cargar vertical y unidireccionalmente la probeta en ensaye. La diferencia fundamental radica en las dimensiones del equipo y la probeta, el tamaño máximo nominal ensayado y las implementaciones respectivas para conseguir el nivel de esfuerzo vertical $\sigma_v [\frac{kgf}{cm^2}]$ al cual se busca llegar.

Las principales características del equipo de ensayo y el material estudiado son como siguen,

-Volumen _{max} de muestras [$cm^2 \times cm$]	797 x 13,45
-Tamaño máximo partículas [<i>pulgada</i>]	1 ½
-Ensayo	Consolidación edométrica gran escala
-Rango de presiones [$\frac{kgf}{cm^2}$]	0-14
-Tipo de control	Esfuerzo controlado

3.1 Diseño y montaje

Las figuras 3.1-1 y 3.1-2 indican los componentes del equipo una vez finalizado el montaje.

1. Peso de carga para mantener el equilibrio estático.
2. Brazo de aplicación del peso de carga.
3. Sistema de placa con válvula de control de presión.
4. Probeta de muestra 1
5. Probeta de muestra 2
6. Pistón doble cámara para aplicación de carga
7. Soporte de segundo sistema de equilibrio
8. Brazo palanca encargado de transmitir y amplificar la tensión aplicada en la muestra.
9. Sistema de peso de carga para mantener el equilibrio estático.
10. Brazo de aplicación del peso de carga.
11. Recipiente plástico encargado de administrar el agua destilada en la etapa de saturación.
12. Caja de presión encargada de medir el esfuerzo aplicado.
13. “Yugo” superior tipo placa de carga para suministrar la presión requerida. Se anexa una bola de acero de 38 [mm] para asegurar la uniformidad de la aplicación de carga en la probeta. (Idem 14)
15. Pivote fijo encargado de fijar el Brazo palanca al extremo y producir una amplificación de la carga, mediante equilibrio rotacional, en los yugos. (Idem 18)
16. “Yugo” inferior. (Idem 17)



Figura 3.1-1: Montaje Definitivo del Equipo



Figura 3.1-2: Montaje Definitivo del Equipo

La figura 3.1-3 muestra la configuración del equipo, indicando sus dimensiones generales.

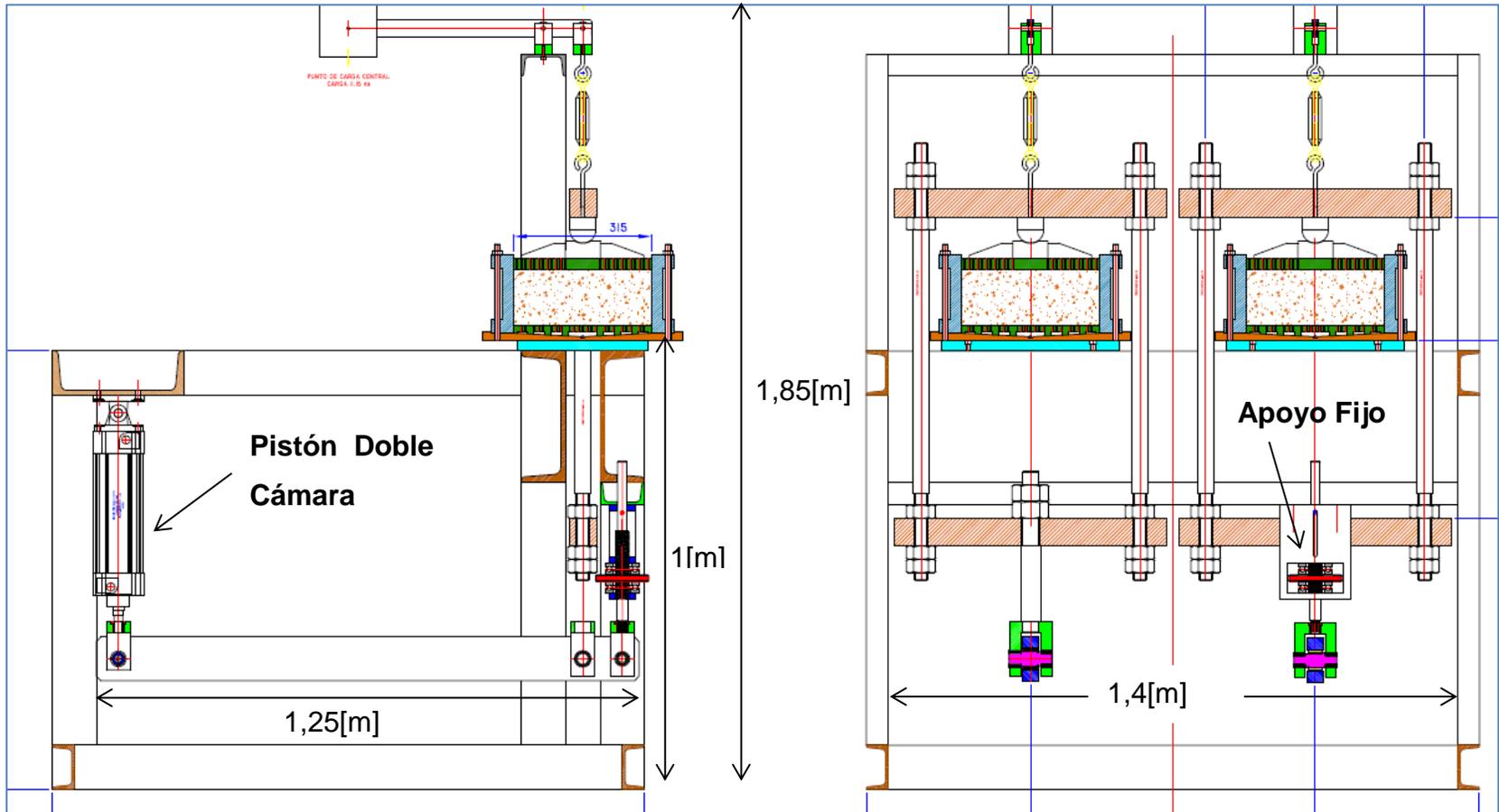


Figura 3.1-3: Bosquejo configuración Inicial Equipo Edométrico Grandes Dimensiones (Vista Lateral y Frontal respectivamente)

3.1.1 Probeta

Las probetas del equipo de consolidación (ver figura 3.1-4) están compuestas por,

- Cámara cilíndrica (1) de diámetro promedio igual a 32 [cm].
- Altura promedio de 16 [cm].
- Placas porosas superior e inferior (2) de altura promedio 2,4 [cm] y diámetro efectivo igual a 31,47 [cm].

Diseñada en principio para trabajar hasta presiones verticales de $14 \frac{kgf}{cm^2}$, con futuros ajustes para alcanzar presiones de mayor magnitud.

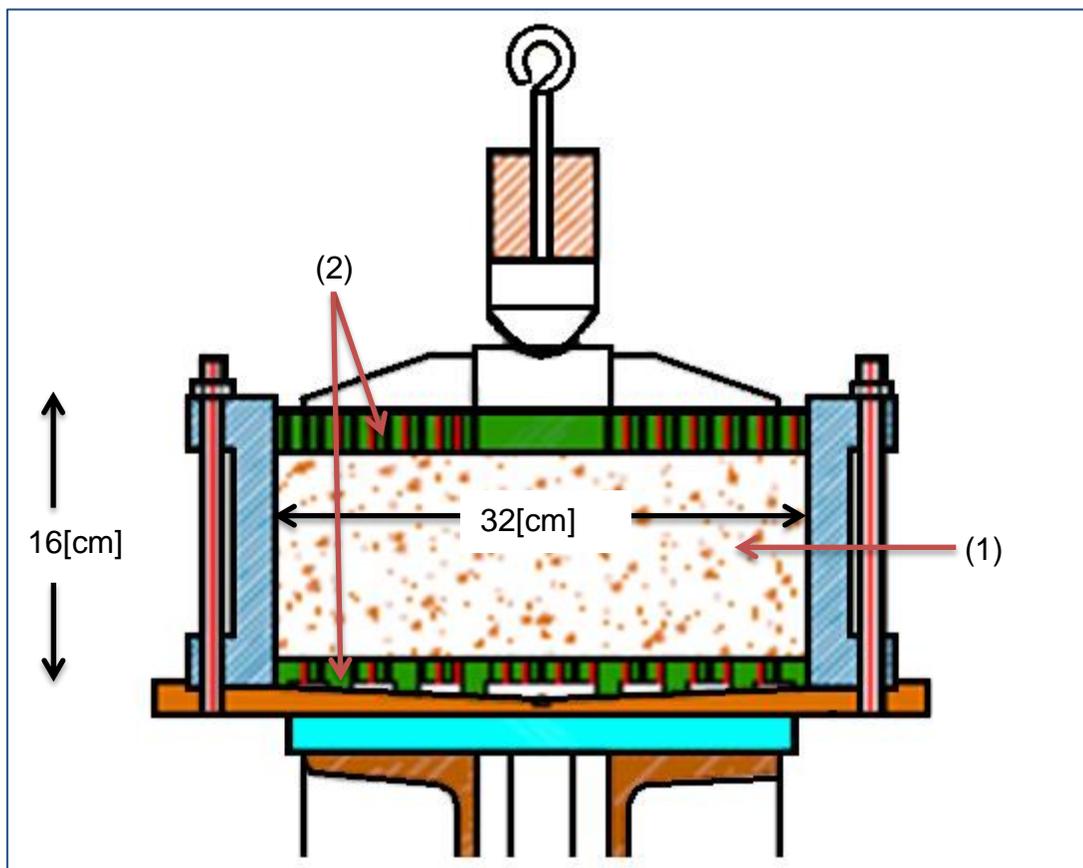


Figura 3.1-4: Probeta

3.1.2 Marco de Carga (Yugos)

El marco de carga consiste en 2 yugos (1) unidos por 2 barras de acero (2). Se sostiene en su parte superior por un cáncamo unido al conjunto (1) y (2) de la figura 3.1-1 e inferiormente por el brazo palanca principal (8) de la figura 3.1-1.

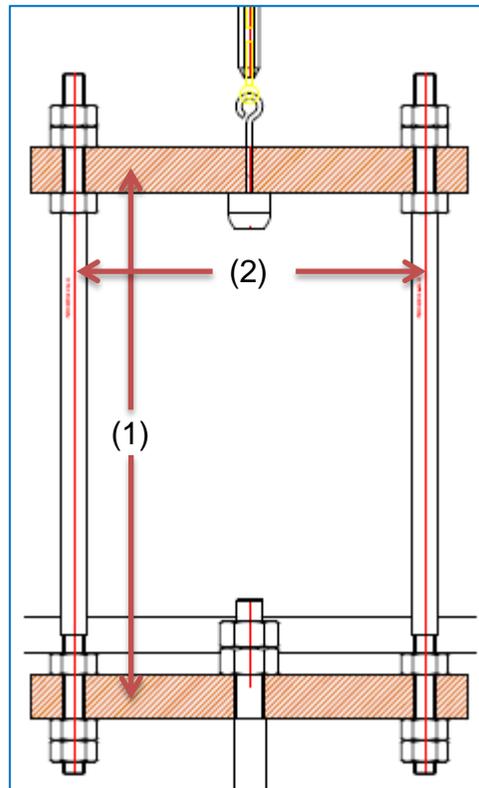


Figura 3.1-5: Marco de Carga

3.1.3 Sistema de Carga

La carga se realiza mediante la utilización del pistón (1) encargado de desplazar el brazo palanca en dirección vertical. (2) corresponde al pivote fijo en el equipo. De esta forma, utilizando equilibrio rotacional se obtiene una amplificación del esfuerzo en el punto (3), transmitido hacia la probeta.

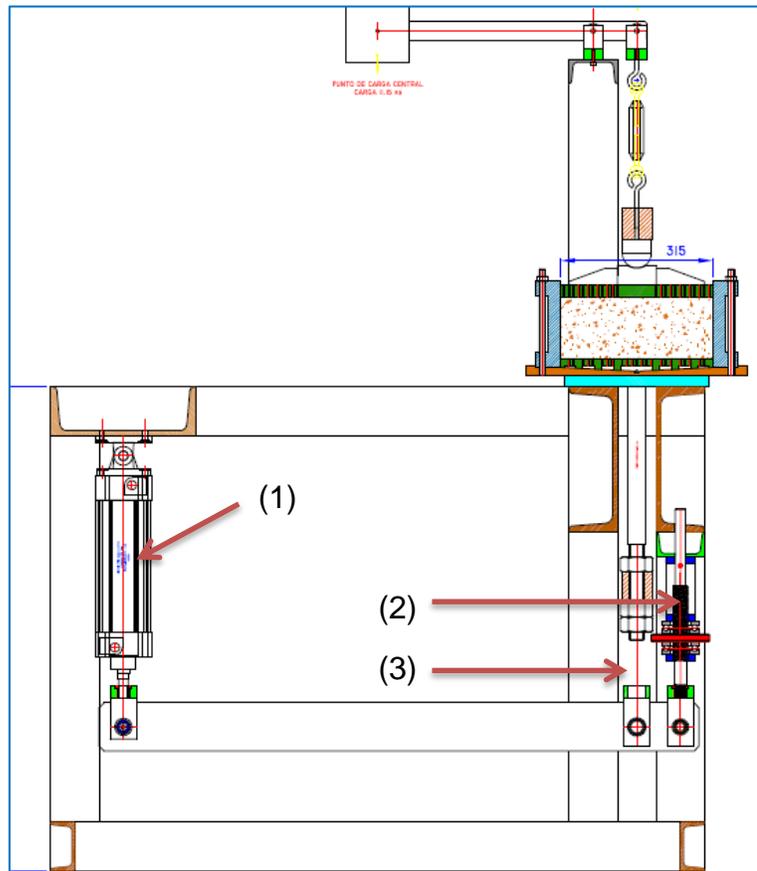


Figura 3.1-6: Vista Lateral Equipo

3.2 Calibración

Se realizaron dos etapas de calibración para el correcto funcionamiento del equipo. Primero, se calibró la caja de presión encargada de medir la presión en los pistones de carga del equipo (ver figura 3.1-1; N°6) y luego se realizó la calibración de carga según los valores entregados por la caja de presión v/s la presión aplicada medida con un anillo de carga.

3.2.1 Transductor de presión:

Modelo RS S461-363, usado para medir la presión entregada por el compresor de IDIEM y entregar dicha medición a la caja de presión encargada de hacer la transformación A/D (Analog to digital converter).

Rango de medición de 0 a 25 bar [$25 \frac{kgf}{cm^2}$].

3.2.2 Caja de presión

Se utilizó un modelo PAX Analog Panel Meters, o medidor de panel analógico, modelo JCTOU 0813-01 paxd01 (ver figura 3.2-1).



Figura 3.2-1: Caja Presión

3.2.3 Anillo de carga

Se utilizó el anillo de carga proporcionado por IDIEM (ver figura 3.2-2), modelo PR4972, con capacidad máxima de 500kN, de reloj comparador análogo como identificación del dial con una división menor de 0,0001”.

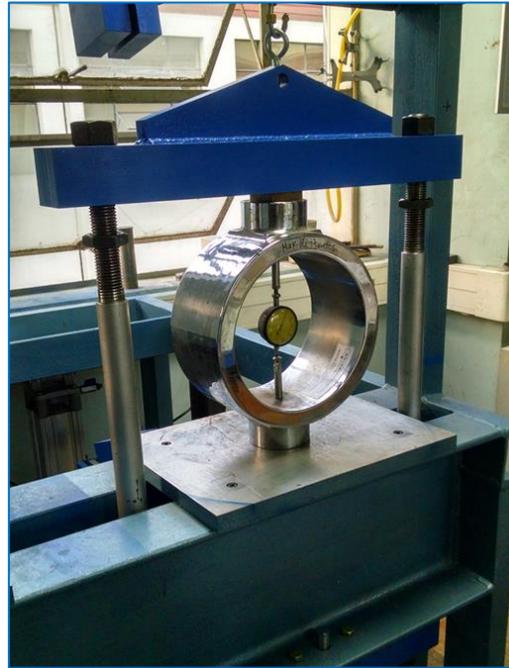


Figura 3.2-2: Anillo de Carga para Calibración

Para la calibración final del equipo, se utilizó la caja de presión ya calibrada previamente para presiones y el anillo de carga tal como se dispone en la figura 3.2-2. Los resultados obtenidos para cada uno de estos ensayos de calibración se presentan en el Anexo.

Los valores calibrados de presión del pistón v/s tensión efectiva entregada en carga y descarga para las dos probetas del equipo, se muestran en las ecuaciones a continuación. Los valores presentados corresponden a los utilizados según norma en consolidación variando el valor de $16 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ a $14 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ como último estado de carga, según capacidad del equipo.

1. Calibración Probeta 1,

- Calibración carga,

$$y = 0,804 * x - 0,103 \quad (3-1)$$

- Calibración descarga,

$$y = 0,779 * x - 0,211 \quad (3-2)$$

2. Calibración Probeta 2,

- Calibración carga,

$$y = 0,812 * x - 0,123 \quad (3-3)$$

- Calibración descarga,

$$y = 0,773 * x - 0,233 \quad (3-4)$$

Con,

$x = \text{Presión de Consolidación}$

$y = \text{Presión en Caja de Presión}$

A partir de las ecuaciones ya mencionadas se elaboró una tabla resumen Esfuerzo Total Aplicado v/s Caja Presión utilizada durante todo el desarrollo experimental.

Tabla 3.2-1: Calibración de presión vs tensión aplicada. Probeta 1 y 2

PROBETA 1 (Costado Derecho)	
Esfuerzo Total [kgf/cm2]	Caja Presión [kgf/cm2]
CARGA	
0	0
0,1	0,01
0,25	0,08
0,5	0,28
1	0,68

PROBETA 2 (Costado Izquierdo)	
Esfuerzo Total [kgf/cm2]	Caja Presión [kgf/cm2]
CARGA	
0	0
0,1	0,01
0,25	0,06
0,5	0,26
1	0,67

2	1,49
4	3,1
8	6,32
14	11,15
DESCARGA	
8	6
4	2,89
2	1,33
1	0,55
0,5	0,37
0,25	0,18
0,1	0,06
0	0

2	1,48
4	3,11
8	6,35
14	11,23
DESCARGA	
8	5,94
4	2,84
2	1,3
1	0,52
0,5	0,37
0,25	0,17
0,1	0,06
0	0

3.3 Obtención de datos

La obtención de datos se efectúa mediante la utilización de planillas tipo de consolidación detalladas por Norma y adecuadas según tipo de ensayo. En este caso particular, las presiones siguen cómo se menciona en el punto 3.4.

Puesto que el esfuerzo es controlado, se escoge cierto valor de presión, y luego, en función del tiempo, se escribe el valor del dial registrado.

El valor de la expresión del dial señala si la muestra de suelo ensayada tiende a compactarse o expandirse.

Para realizar el cambio de carga es necesario que el incremento de la deformación unitaria sea tal que $\varepsilon < 0,01\% / hora$. De esta forma, el cálculo posterior permite obtener la información relevante para el cálculo de los parámetros de consolidación (especificados en punto 5.1.3).

3.4 Ciclos de carga y descarga

Los ciclos de carga y descarga utilizados siguen el criterio descrito en la norma de consolidación ASTM D2435M-11.

Los valores en carga en el ensayo edométrico de grandes dimensiones son, $0,1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$, $0,1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ (saturación), $0,25$, $0,5$, 1 , 2 , 4 , 8 y $14 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$

Los valores en descarga. $8 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$, $4 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$, $2 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$, $1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$, $0,5 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$, $0,1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$

A diferencia de lo propuesto por la norma, el último estado de carga es de $14 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ según capacidad actual del equipo.

4 CAPÍTULO 4: CARACTERIZACIÓN DE LA MUESTRA Y CONFECCIÓN DE PROBETAS

Previo a realizar el ensaye de consolidación en el equipo edométrico de grandes partículas la caracterización del suelo es de carácter imperativo, para así obtener parámetros relacionados a la granulometría de la muestra, índice de plasticidad, densidad de compactación (proctor modificado), y otros.

4.1 Clasificación del suelo

Para este ensayo la clasificación del suelo se realizó según el Sistema Unificado de Suelos (USCS) el cual establece el método de cálculo para denominar muestras de suelo bajo 3".

4.1.1 Inspección Visual

La inspección Visual se realizó utilizando una lupa Olympus CX31-P. El tamaño máximo nominal de la muestra es de 1 ½".

Las gravas (Figura 4.1-1; 1 ½"-N°4), presentan ciertas fracturas a lo largo de sus superficies y una condición de conglomerado que se hace más relevante para las partículas sobre malla N°4. Cierta porcentaje de material de carácter arcilloso se denota adosado a las partículas a lo largo de su superficie.

Detallan un color grisáceo rodeado de material fino adosado de color rosado. Ciertas partículas fracturadas muestran colores verduzcos y azules en su matriz debido a la acción de los ácidos durante el proceso de lixiviación.

Se presentan como partículas angulosas y sub-angulosas, con cantos angulosos y desgastados, propios del proceso de chancado. De olor fuerte y corrosivo al rallarlas

Las arenas (Figura 4.1-1; N°10 a Finos) presentan una forma similar a las gravas, sub angulares y cantos angulosos desgastados. Para las muestras bajo malla N°40 las

partículas revelan una evidente predominancia de mineral de cuarzo y en menor ley de sericita, pirita y otros metales.

Las arenas y partículas más finas muestran diversos colores asociados a minerales de cobre, aluminio y otros metales. Predominan las partículas de colores translúcidos acorde a la composición predominante de cuarzo de las muestras (ver figura 4.1-1).

Luego del lavado de las partículas finas el agua resultante toma un color azul verdusco verificando la presencia de ácido remanente.

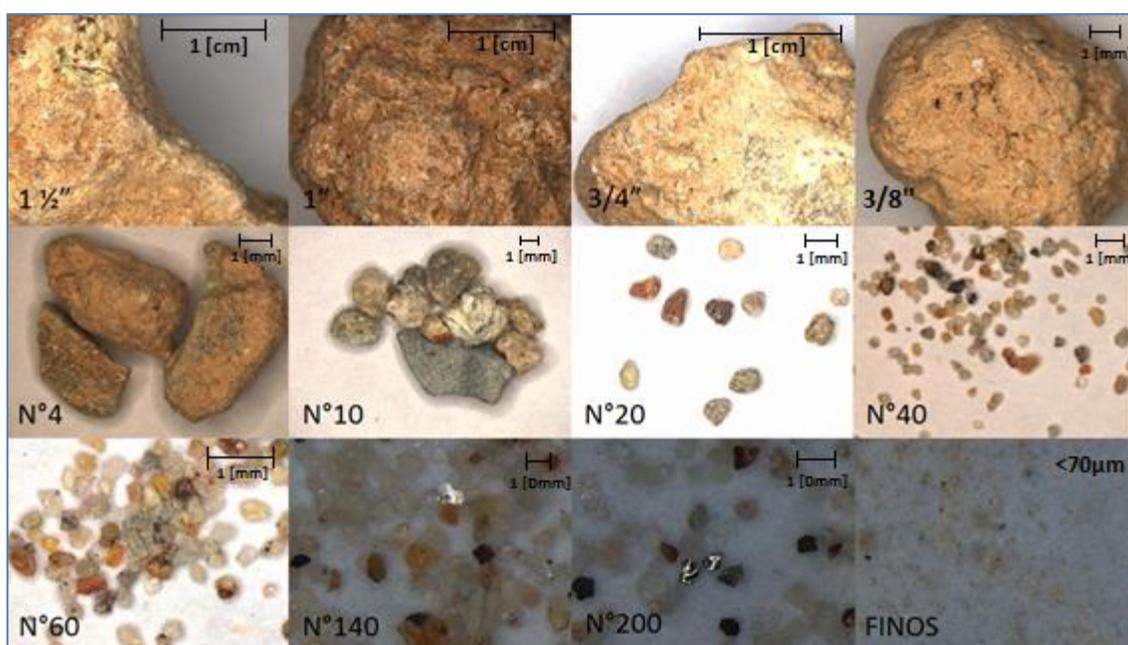


Figura 4.1-1: Inspección Visual partícula tipo, según diámetro

4.1.2 Origen de la muestra

Se clasifica el material estudiado como porfídico con argilización (proceso de transformación de materiales no arcillosos en arcillosos) media a intensa. En su condición *in situ* presenta una resistencia a la compresión no confinada media a baja (20-50 MPa). Dentro de su estructura interna presenta alteración fílica en menor intensidad, de carácter más sericítico que cuarcífero (predominancia de sericitas sobre cuarzo).

4.1.3 Procedimiento de clasificación

La caracterización del suelo se realizó mediante ensaye de 3 granulometrías, 3 índices de plasticidad y cálculo del peso específico. Para la selección de las densidades de compactación se realizaron 2 ensayos de proctor modificado y un ensayo de densidad máxima y mínima.

4.1.3.1 Granulometría

La Tabla 4.1-1 señala los resultados obtenidos en el análisis granulométrico de 3 muestras del mismo material. A partir de ella se obtienen las curvas granulométricas (ver figura 4.1-2).

Tabla 4.1-1: Análisis Granulométrico

Muestra	1776-1	1776-2	1776-3
Tamiz (ASTM)	% en peso que Pasa (gr)		
2 1/2"	100	100	100
2"	96,7	100	98,2
1 1/2"	92,1	94,2	91,8
1"	71,4	70,7	69,1
3/4"	60	58,8	60,3
3/8"	40,7	39,9	40,8
Nº4	27,5	25,2	23,7
Lavado (gr)	500,12	501,13	510,1
Nº10	22,6	21,8	19,7
Nº20	18,5	17,7	16
Nº40	16	15,2	13,7
Nº60	14,3	13,5	12,1
Nº140	11,9	11,2	9,8
Nº200	11	10,5	8,9
Cu	633	393	159
Cc	56	41	19

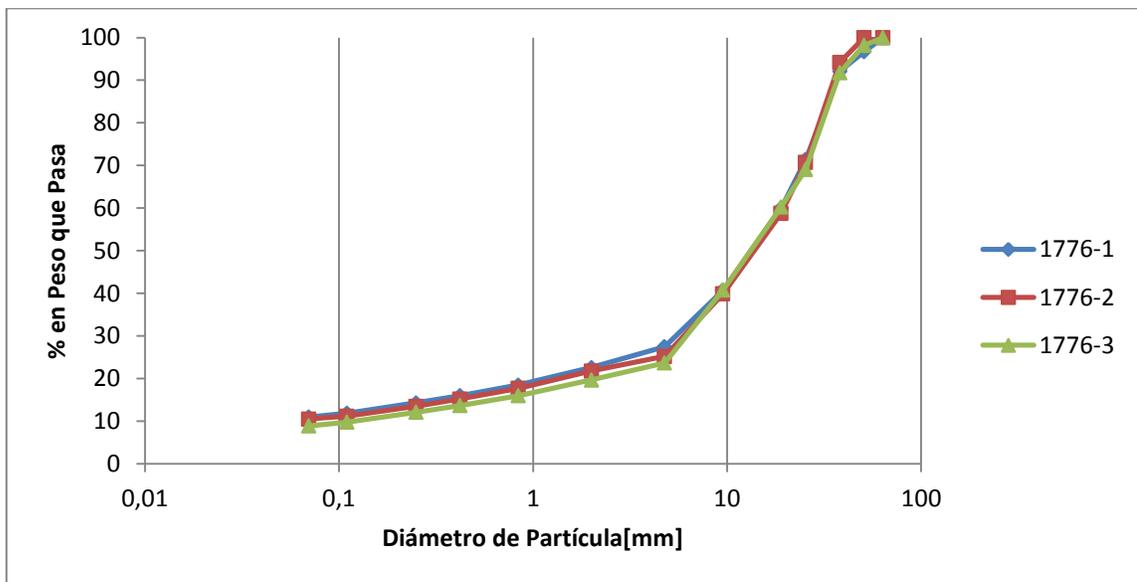


Figura 4.1-2: Granulometrías Clasificación

4.1.3.2 Plasticidad

Para el cálculo del índice de plasticidad se utilizó la norma D4318-05. El resultado de los límites de Atterberg calculados se presenta en la Tabla 4.1-2.

Tabla 4.1-2: Plasticidad por muestra

Muestra	1776-1	1776-2	1776-3
Límite Líquido [%]	30	31	30
Límite Plástico [%]	20	18	20
Índice de Plasticidad [%]	10	13	10

4.1.3.3 Peso Específico

Mediante la utilización de la Norma ASTM D845-10 se calculó el valor del peso específico para 3 muestras según lo indica la Tabla 4.1-3.

Tabla 4.1-3: Cálculos Peso Específico

Muestra	Gs
1776-01 A	2,72
1776-01 B	2,73
1776-01 C	2,73

4.1.3.4 Proctor Modificado

Los resultados de los ensayos de proctor modificado (ver figura 4.1-3) se utilizaron para definir la densidad de compactación de las muestras con variación en porcentaje de finos (0, 4, 8 y 10%). Para el ensayo se utilizó el método C, consistente en la utilización de material bajo malla $\frac{3}{4}$ ".

Ambas muestras ensayadas presentan un 4% en contenido de finos. Este porcentaje fue escogido debido al % de finos en la granulometría de cada una de las muestras a ensayar (0, 4, 8 y 10% de finos).

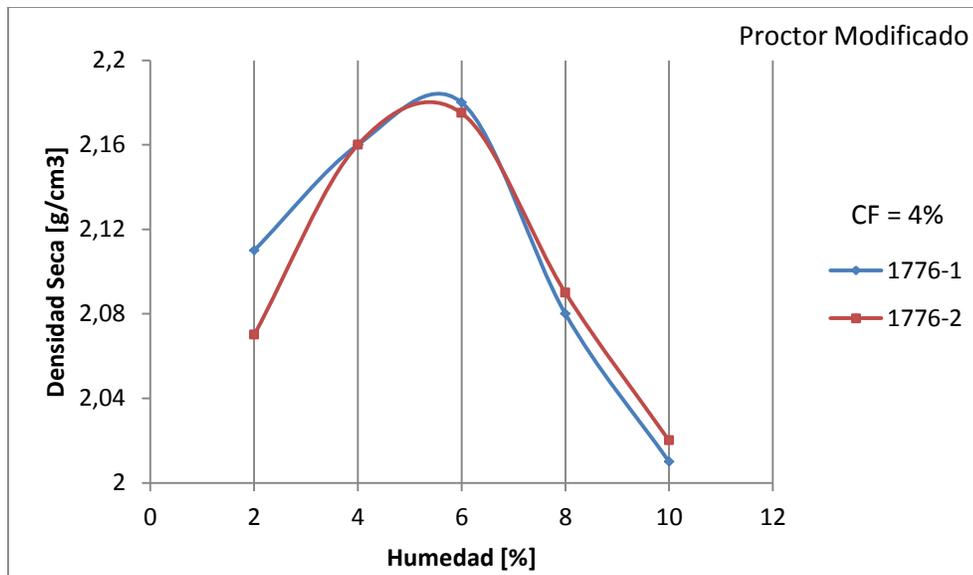


Figura 4.1-3: Ensayo Proctor Modificado

4.1.3.5 Densidad Máxima y Mínima

Se realizaron ensayos de densidad máxima (ASTM D4253-14) y densidad mínima (ASTM D4254-14) para así montar dos probetas a ciertas densidades relativas.

La densidad máxima se calculó utilizando el molde cilíndrico más grande (14.200 cm^3) y sometiénolo a una mesa vibratoria (60 [hz] durante 8 minutos y 15 segundos).

Para la densidad mínima se situó dentro del molde un cilindro metálico en el cual se depositó la muestra. Se levantó lentamente el cilindro y se depositó por gravedad el material. El molde se rasó sin acomodar partículas, se pesó y calculó la densidad mínima.

Los resultados obtenidos se señalan en la Tabla 4.1-4

Tabla 4.1-4: Cálculo $D_{m\acute{a}x}$, $D_{m\acute{i}n}$

Ensayo	Método	Densidad [g/cm ³]
Mínima	Seco	1,32
Máxima	Seco	1,68
Máxima	Húmedo	1,78

Con los resultados obtenidos se confeccionaron 2 probetas a DR 70% y DR 60% con el objetivo de analizar el potencial de colapso en la etapa de saturación de las muestras.

La tabla 4.1-5 detalla el resumen de los resultados obtenidos para los ensayos de plasticidad, peso específico, proctor modificado, densidad máxima y mínima respectivamente.

Tabla 4.1-5: Resumen Ensayos de Clasificación

Muestra	Clasificación				Proctor Modificado		Densidad [g/cm ³]		
	Límite Líquido [%]	Límite Plástico [%]	Índice de Plasticidad [%]	Gravedad Específica, Gs	DMCS [t/m ³]	H° Optima [%]	Mínima	Máxima Seca	Máx. Húmeda
1776-01 A	30	20	10	2,72	2,18	5	1,32	1,68	1,78
1776-01 B	31	18	13	2,73	2,18	5			
1776-01 C	30	20	10	2,73	2,18	5			

Utilizando la Norma de clasificación USCS, ASTM D2487-11 se obtiene que el suelo tiene una composición de tipo grava pobremente graduada con contenido de arcilla (GP-GC : Poorly Graded Gravel with Clay).

4.2 Confección de Probetas

Todas las probetas ensayadas son remoldeadas mediante 3 capas de alturas equivalentes, definidas según el tamaño máximo nominal de la muestra.

Se procede al montaje (ver figura 4.2-1) posicionando sobre el molde vacío (imagen 1) una placa porosa inferior (imagen 2). Se sitúa un geotextil con la forma de dicha placa cuidando que no queden espacios descubiertos en los bordes (imagen 3). Se sitúa el material de suelo a ensayar, capa por capa, utilizando un apisonador metálico (imagen 4). Una vez alcanzada la altura determinada, se procede a cubrir el material con un geotextil (imagen 5) y la placa porosa superior con la esfera metálica (imagen 6).



Figura 4.2-1: Procedimiento Montaje

Luego, la probeta se lleva al consolidómetro conjunto con la bola de acero para homogeneizar la carga aplicada. Se ajustan los brazos de palanca del equipo para comenzar con el ensayo. En el estado de carga a $0,1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ se realiza la saturación de la muestra mediante la incorporación de agua destilada desde la base del molde durante el tiempo suficiente hasta que el agua comienza a filtrar por la placa porosa superior. En ese instante se considera que la muestra está 100% saturada, manteniendo dicha condición durante el resto del ensayo de consolidación.

La confección de cada una de las probetas sigue una misma metodología. Se escoge la densidad y la masa a compactar. Posteriormente con estos dos parámetros se define la altura necesaria de cada una de las 3 capas, cumpliendo en todo momento que,

$$h_{capa} > D_{m\acute{a}x\ nominal}$$

Finalmente se procede a compactar capa por capa hasta alcanzar la altura deseada.

4.2.1 Densidad inicial (índice de vacíos)

La densidad de compactación para los ensayos con 0, 4, 8 y 10% de finos ha sido igual al 95% del proctor modificado, $\gamma_{compactación} = 2,08 \frac{g}{cm^3}$.

La relación de vacíos inicial escogida para los ensayos con 0, 4, 8 y 10% de finos es $e_i = 0,312$.

Los ensayos a densidad relativa mantienen una granulometría idéntica a la original con el objetivo de obtener resultados acorde a las condiciones reales de la muestra. Las densidades de compactación e índices iniciales son detalladas a continuación,

- 10% Finos DR=70% $e = 0,69$
- 10% Finos DR=60% $e = 0,75$

5 CAPÍTULO 5: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Evaluación de e

Durante la consolidación, a medida que las partículas se acomodan tanto por acción del esfuerzo externo aplicado cómo por los esfuerzos internos entre los cantos de las mismas, se desarrolla una disminución del índice de vacíos (e) calculado para la etapa de carga. Por otro lado, a medida que se desarrolla la descarga este índice tiende a aumentar debido a la expansión volumétrica que presenta la muestra ensayada. Los gráficos en el Anexo corresponden a las muestras con variación en % de finos y a las muestras a distintas DR (%). Sus condiciones iniciales se definen en la tabla 5.1-1.

Tabla 5.1-1: Estados Iniciales Según Muestra

Estados Iniciales				
Muestra	Probeta	$e_{inicial}$	γ_{seco}	$w(\%)_i$
1	0% Finos	0,312	2,08	5
2	4% Finos	0,312	2,08	5
3	8% Finos	0,312	2,08	5
4	10% Finos	0,312	2,08	5
5	DR = 70%	0,694	1,61	0
6	DR = 60%	0,749	1,56	0

5.1.1 Ensayos con variación en porcentaje de Finos

La figura 5.1-1 señala que todas las muestras con $e_i = 0,312$ presentan una disminución continua a medida que aumenta el estado de carga.

Para los ensayos a 4 y 8% de finos se evidencia que el paso del estado inicial al primer estado de carga $0,1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ denota un cambio abrupto en el valor de e , lo cual indica que aún a un estado denso de compactación se desarrolla la compresión para esfuerzos de baja magnitud, no así para los ensayos a 0 y 10% de finos.

En el análisis de 0% de finos se observa que para las primeras cargas ($0,1$ a $1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$) no existe disminución considerable en el índice de vacíos, pero por otro lado, las muestras a 4, 8 y 10% de finos si la presentan. Esto indica que eventualmente la presencia de finos al ser partículas de muy pequeño diámetro ($<0,07$ [mm]) tienen la capacidad de acomodarse en los espacios vacíos de la muestra y así permitir a las demás partículas reacomodarse a medida que son cargadas.

A partir de $2 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ comienzan a visualizarse cambios de mayor magnitud con respecto a la disminución del índice de vacíos. Lo que se relaciona con la capacidad de superar el esfuerzo de roce inter-particular y favorecer a un reacomodamiento de partículas provocado eventualmente por la rotura de partículas y división de conglomerados.

Las curvas de 4 y 8% son bastante semejantes en su evolución, con una diferencia de $(e) \sim 0,04$ menor para esta última en cada uno de los estados de carga. Con esto, para 8% de finos se observa que existe un mayor coeficiente de compresión desde el inicio de la aplicación de carga (a $0,1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$) hasta el término. Suceso que podría asociarse a un reacomodamiento y a la rotura de las partículas de la muestra.

Al momento de la descarga hasta $0,1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ de las muestras estudiadas, se observa que para 0, 4 y 8% de finos la descarga representa una variación de 1,37%, 1,11 y 1,13%, respectivamente, conforme al índice en estado último de carga, lo que presenta una

baja capacidad a la expansión de las muestras ensayadas, y que a dicha compacidad eventualmente se cuenta con un esqueleto granular estable.

La evolución en carga de las curvas para 0, 4, 8 y 10% señalan una permanente disminución en el índice de vacíos, comportándose de forma esperada con las visualizadas en la teoría y ensayos de consolidación normal (ASTM 2435M-11, Wang et al. (2014), entre otros).

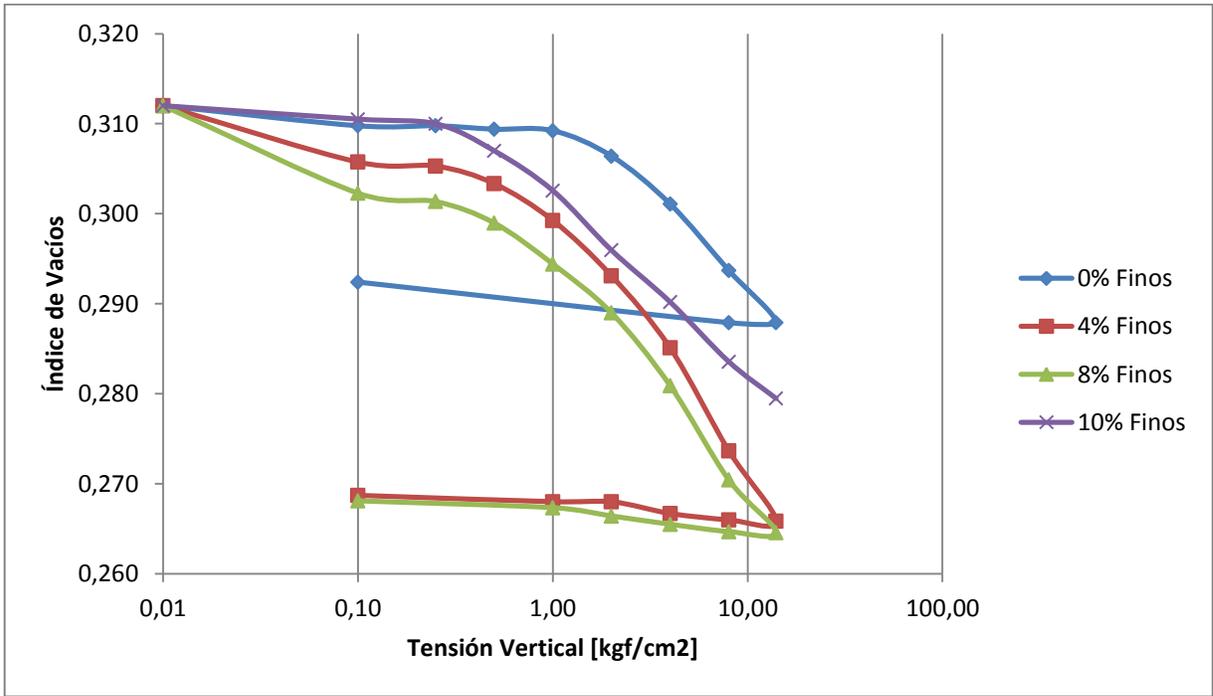


Figura 5.1-1: Resumen e vs Log(σ) en muestras con variación de % de finos

5.1.2 Ensayos a Densidad Relativa

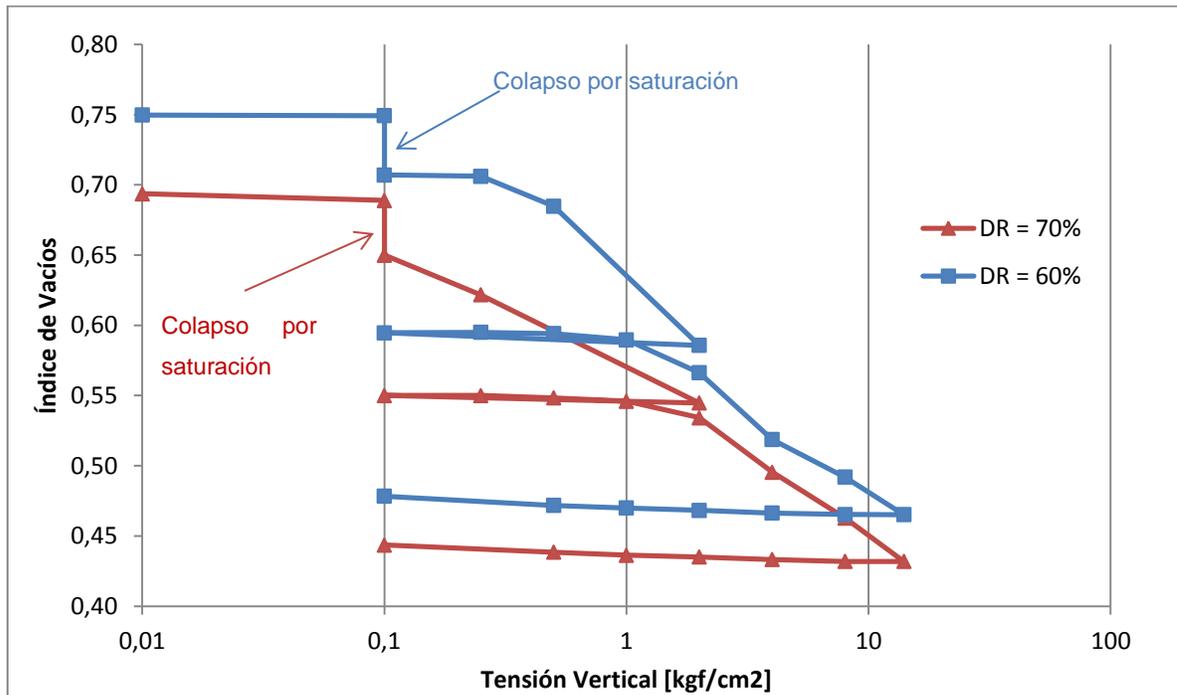


Figura 5.1-2: Gráfico e vs Log(σ) Resumen para Muestras a DR

La evolución de la curva a DR 70% permanece constantemente por debajo de DR 60%. Esto indica que particularmente para este tipo de suelo, a menor índice de vacíos inicial, menores son los valores en el índice de vacíos a lo largo de los niveles de carga. Según Hagerty et al. (1993), este efecto indica ser una función de la cantidad en el reacomodamiento de partículas que ocurre antes y durante la rotura.

De este modo, a medida que aumenta el esfuerzo vertical, hecho que se hace notorio desde $2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$, se observa que las curvas comienzan a acercarse. Esto lleva a considerar que posiblemente es cuando comienza la rotura de partículas puesto que al ser suelos idénticos en granulometrías evolucionan eventualmente hacia una uniformidad semejante.

Se observa que en la etapa de saturación (a $0,1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$) ambas muestras experimentan una disminución en el índice de vacíos (altura de la muestra). Al ser una condición característica del colapso se hace necesaria su cuantificación. El grado de colapso

viene regido por la ecuación 2-1 y la tabla 2.2-1 (ver punto 2.2). La tabla 6.1-2 detalla los valores obtenidos para cada ensayo, de la cual se obtiene que para ambas muestras el grado de colapso es moderado ($2,1 \leq I \leq 6$).

Tabla 5.1-2: Cálculo Grado de Colapso

DR (%)	d_i [cm]	d_f [cm]	h_0 [cm]	I (%)
60	0,003	0,287	11,73	2,421
70	0,003	0,274	10,7	2,538

En el proceso de la primera descarga se muestra que ambas muestras tienden a aumentar en muy baja magnitud su índice de vacíos, para 70% corresponde a un aumento de 0,005 y para 60% 0,090. En el segundo y último proceso de descarga las muestras varían en 0,012 y 0,013 respectivamente. Esta información se refiere a la cualidad de las muestras a mantenerse como un esqueleto granular estable con bajo coeficiente de expansión.

Por otro lado, el proceso de recarga observado se comporta conforme a lo esperado, la línea de recarga se mantiene bajo los valores en carga para un mismo nivel de esfuerzo como se observa en la figura 2.5-3 (ver punto 2.5.1), lo que en una primera aproximación evidencia la capacidad del equipo para procesos de carga y descarga repetitivos.

En el Anexo se señalan las tablas para los gráficos de índice de vacíos, además se detallan los gráficos para el cálculo de C_v por el método de Casagrande.

5.1.3 Cálculo parámetros C_v , C_s , C_c y m_v

5.1.3.1 Cálculo C_v

Los valores obtenidos mediante el método de Casagrande se presentan en la tabla 5.1-3 y posteriormente el gráfico Coeficiente de consolidación v/s índice de vacíos.

Por otro lado, durante el procedimiento de cálculo del parámetro C_v mediante el método de la raíz se evidenció que los gráficos deformación v/s raíz del tiempo no presentaron secciones lineales en sus curvas, indicando que la razón de deformación no está gobernada por la disipación de poros, y por ende, el coeficiente de consolidación es mayor al límite calculado por el método de Casagrande en cada estado de carga (Wesley, 2010). Se obtuvieron los coeficientes de consolidación para las muestras a 0, 4 y 8% de finos según el método de Casagrande.

Tabla 5.1-3: Cálculo C_v (velocidad de asentamiento)

Esfuerzo Vertical [kgf/cm ²]	Finos (%)					
	0		4		8	
	[m ² /día]	e	[m ² /día]	e	[m ² /día]	e
0,1	0,02	0,31	0,63	0,306	0,88	0,302
0,25	-	0,31	0,01	0,305	0,01	0,301
0,5	-	0,309	0,17	0,303	0,15	0,299
1	-	0,309	0,04	0,299	0,11	0,294
2	0,21	0,306	0,09	0,293	0,23	0,289
4	0,10	0,301	0,17	0,285	0,11	0,281
8	0,14	0,294	0,11	0,274	0,12	0,27
14	0,43	0,288	0,14	0,266	0,16	0,265

Los valores obtenidos para el coeficiente de consolidación C_v señalan variaciones en a lo más en 1 orden de magnitud para las distintas muestras. Puesto que la consolidación en la porción granular es prácticamente instantánea, el valor del coeficiente viene regido fundamentalmente por la porción de las arenas y los finos. Ahora bien, no se evidencia una relación experimental categórica en la evolución del coeficiente de consolidación en función del aumento del % de finos en la muestras.

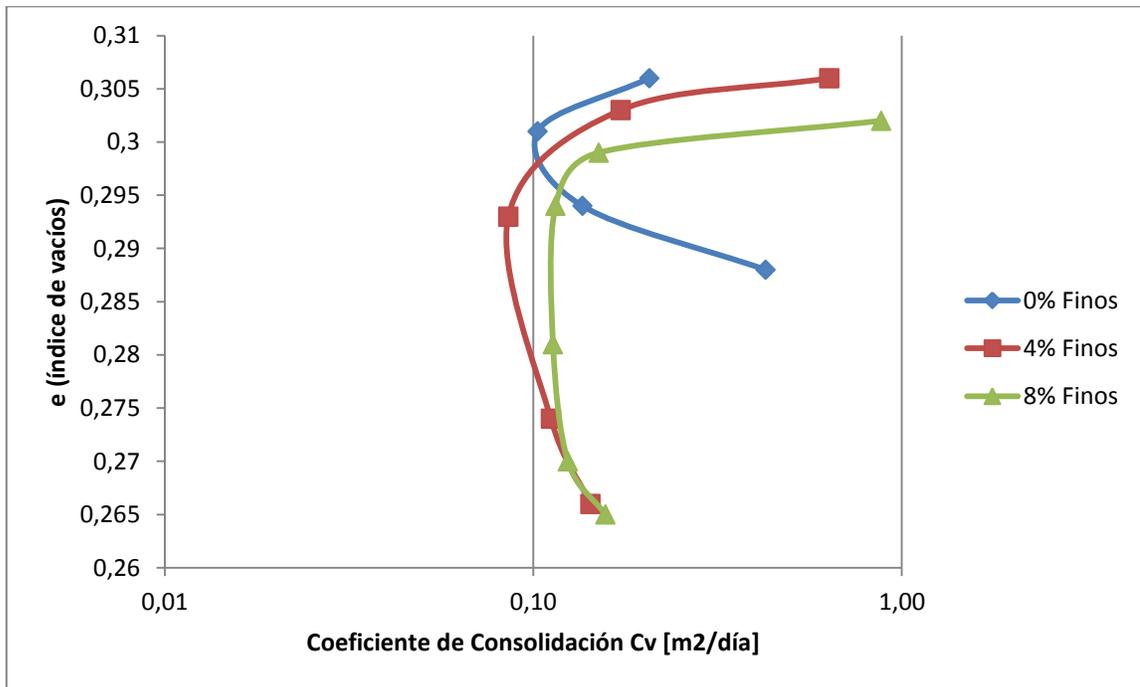


Figura 5.1-3: Gráfico e vs Cv (coeficiente de consolidación) para muestras con variación en % de Finos

Los valores obtenidos para el coeficiente de consolidación C_v detallan una característica común en el comportamiento de muestras sometidas a consolidación. Para las muestras de 4 y 8% de finos, el valor máximo alcanzado corresponde al mayor índice de vacíos. La ocurrencia de este hecho se atribuye a que las muestras tienden a consolidar de manera más rápida en los primeros estados de carga y debido al reacomodamiento de las partículas y una mayor compacidad de la muestra, las velocidades de asentamiento tienden a disminuir a medida que aumenta el estado de carga.

Para 0% finos se observa un comportamiento similar a 4 y 8%, a diferencia que luego de alcanzado su mínimo valor en el coeficiente de consolidación (a $1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ de esfuerzo vertical), este tiende a aumentar nuevamente para estados de carga mayores. Esto podría ocurrir debido a que el número de coordinación es menor que para las otras muestras, y por tanto existe una mayor tensión entre partículas que podría traducirse en un reacomodamiento del esqueleto granular. La forma de las curvas de 0, 4 y 8% corresponde al resultado esperado según lo presentado en la norma de consolidación ASTM D-2435-04, Das (2001), entre otros.

Por otro lado, el cálculo del coeficiente de consolidación también permite definir las curvas de grado de consolidación, U (%) v/s tiempo para cada estado de carga de cada muestra (ver Punto 2.5.1, ecuación 2-19).

Para efectos prácticos, se muestran a continuación los resultados que señalan el mayor tiempo de consolidación tomado en cada una de las etapas de carga de las muestras ensayadas.

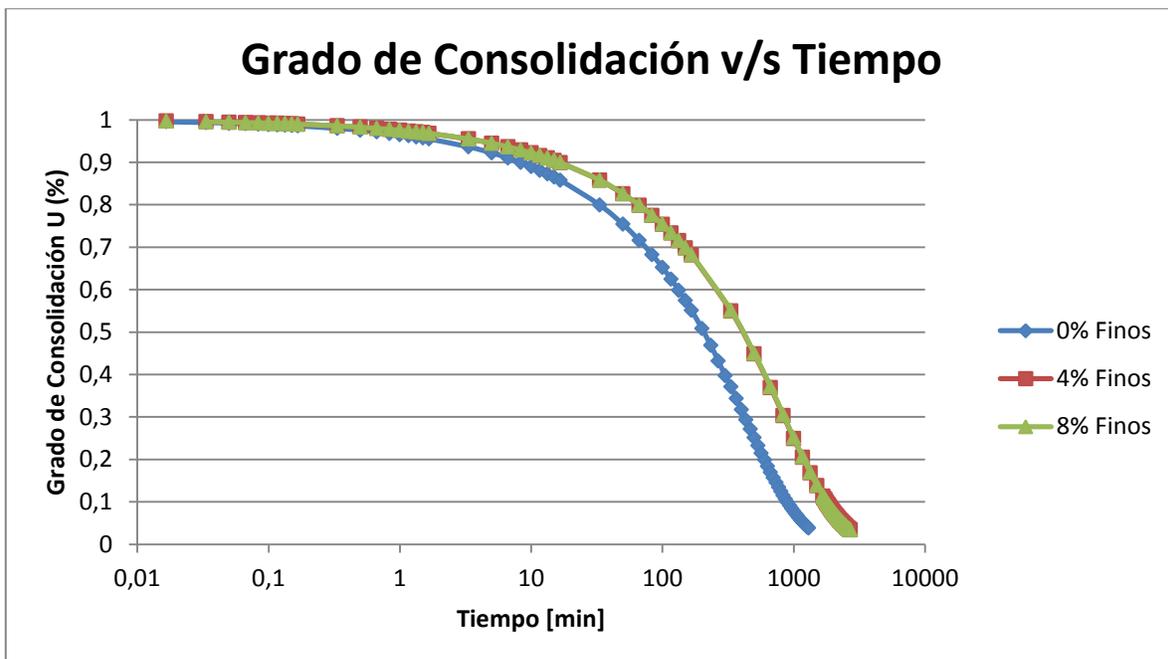


Figura 5.1-4: Grado de Consolidación de Muestras con % de Finos

Se aprecia una consolidación de aproximadamente el 90% en 900 minutos para la muestra de 0% finos, 2000 minutos para las muestras de 4 y 8% finos.

Esto indica que a medida que aumenta el porcentaje de finos se hace cada vez más lento el proceso de consolidación debido a la dificultad que presentan las partículas arcillosas al momento de disipar el agua contenida en ellas.

5.1.3.2 Cálculo C_s , y C_c

El índice de compresión C_c y el índice de expansión C_s , son obtenidos utilizando los gráficos $e - \log(\sigma_v)$. Ahora bien, no es factible definir un único valor del índice de compresión o expansión puesto que las curvas (ver Figura 5.1-1 y 5.1-2) no son lineales en carga ni en descarga para cálculos globales. De esta forma, se calculan los valores de C_c y C_s como el promedio de C_c^* y C_s^* correspondientes a los índices calculados para cada tramo de esfuerzos verticales.

La Tabla 5.1-4 señala los resultados obtenidos.

Tabla 5.1-4: Parámetros de Consolidación

Muestra	e_0	C_c	C_s
0% Finos	0,312	0,0133	0,0021
4% Finos	0,312	0,0181	0,0025
8% Finos	0,312	0,017	0,0025
10% Finos	0,312	0,0159	-
DR = 70%	0,694	0,0778	0,0048
DR = 60%	0,750	0,0807	0,0066

Debido al bajo índice de vacíos inicial que presentan todas las muestras, los índices de compresibilidad entregan valores bastante pequeños y semejantes en orden de magnitud. El índice de expansión señala que todas las muestras, independiente al % de finos contenido tienden a expandirse con igual orden de magnitud.

Ahora bien, el coeficiente de expansión C_s es menor para 0% de finos y muy semejante entre 4 y 8% (ver tabla 5.1-4). A su vez, el valor de C_s es evidentemente menor que C_c en al menos un orden de magnitud para todos ensayos realizados.

Los valores de C_c para las muestras a DR presentan un valor 4 a 6 veces mayor que los ensayos a distinto % de finos. Para DR 70% el valor de C_c es ligeramente menor que DR 60% y de manera inversa, para C_s . Esto indica que el comportamiento general para C_c y C_s de las muestras a DR (%) es similar a las con variación en el % de finos.

Por medio de los valores obtenidos en la tabla 5.1-4 se calcula la relación entre C_s y C_c para cada ensayo,

- 0% Finos, $C_s = 0,1580 * C_c$
- 4% Finos, $C_s = 0,1412 * C_c$
- 8% Finos, $C_s = 0,1498 * C_c$
- 10% Finos, $C_s = 0,2076 * C_c$
- DR 70%, $C_s = 0,0613 * C_c$
- DR 60%, $C_s = 0,0823 * C_c$

En principio parece difícil encontrar una relación directa entre C_s y C_c , pero se aprecia que la mayoría de los ensayos se localizan en $C_s \in [0,14, 0,16] * C_c$ para las muestras a % de finos y en $C_s \in [0,06, 0,09] * C_c$, para las muestras a DR (%).

Considerando que resultados sobre arcillas reportados por otros autores; $C_s \in [0,013, 0,1] * C_c$ para Wang et al. (2014), $C_s = (0,05 a 0,1) * C_c$ para Bowles (1996) y $C_s = 0,091 * C_c$ para Al-Kahdaar & Al-Ameri (2010) se asemejan bastante a los resultados obtenidos, se podrían plantear ecuaciones que relacionen a suelos arcillosos con granulares por medio de estos parámetros.

5.1.3.3 Cálculo m_v

El cálculo de la compresibilidad volumétrica $m_v = \frac{a_v}{(1+e_0)}$ (ver punto 2.5.1, ecuación 2-12) permite estimar gráficamente el límite elástico (yield stress) de cada muestra. Este valor es el valor de un punto en el gráfico a partir del cual la compresibilidad aumenta de forma considerable.

La figura 5.1-5 muestra la evolución de este parámetro en función del esfuerzo efectivo vertical, y posteriormente se señalan los valores estimados de σ_{yield} .

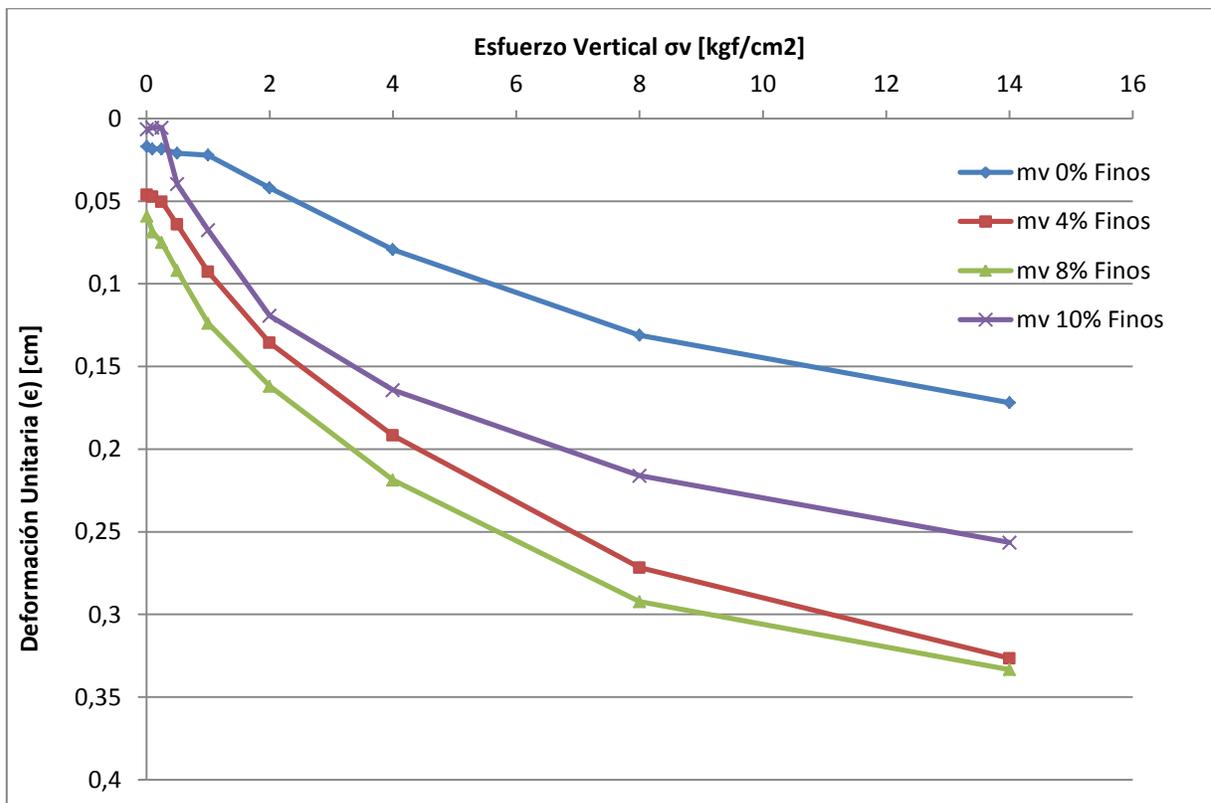


Figura 5.1-5: Coeficiente de Compresibilidad Volumétrica m_v

- 0% Finos $\sigma_{yield} = 1 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$
- 4% Finos $\sigma_{yield} = 0,25 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$
- 8% Finos $\sigma_{yield} = 0,25 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$
- 10% Finos $\sigma_{yield} = 0,25 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$

Los resultados obtenidos señalan que para las probetas remoldeadas se tiene un valor de σ_{yield} muy bajo, lo que indica que las muestras son sensibles al remoldeo y susceptibles a deformaciones a bajos esfuerzos. Estas se manifiestan debido al aumento en la compresibilidad volumétrica para esfuerzos mayores a $0,25 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$ que posteriormente se atenúa a medida que los esfuerzos verticales aumentan.

Además se observa que la deformación total en ninguno de los casos supera los 0,35 [cm] con lo que las muestras presentan una baja compresión bajo las condiciones iniciales utilizadas y la presión vertical máxima aplicada.

5.2 Resultados Post ensayo

La granulometría post ensayo descrita por las muestras ensayadas se detalla a continuación. Se muestran los cálculos de los parámetros mencionados en 2.4.1 y 2.5.2.

5.2.1 Distribuciones granulométricas

Las distribuciones granulométricas (previas y posterior al ensayo) para las muestras con % de finos se señalan en la tabla 5.2-1. A partir de ella se obtienen los gráficos de las figuras 5.2-1 a 5.2-4. De la misma forma, la tabla 5.2-2 y los gráficos de las figuras 5.2-6 y 5.2-7 indican los resultados para los ensayos a DR.

Debido a las altas densidades de compactación de las muestras con % de finos, se realizó un análisis por separado sobre la influencia de la compactación en la rotura de partículas a una muestra con 4% de finos. La figura 5.2-5 compara este análisis con los resultados obtenidos para el ensayo 4% de Finos sometido a consolidación, lo que indica que el desarrollo de la rotura se relaciona directamente con el proceso de compactación.

Tabla 5.2-1: Resumen Distribuciones Granulométricas para % de Finos

Muestra	% en Peso que pasa							
	0% Finos		4% Finos		8% Finos		10% Finos	
Diámetro Malla [mm]	Pre	Post	Pre	Post	Pre	Post	Pre	Post
2"	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1 1/2"	91,9	93,9	92,2	92,8	92,5	93,8	92,7	92,9
1"	67,1	71,8	68,4	73,3	69,7	71,9	70,4	73,0
3/4"	55,2	59,9	57,0	63,9	58,7	61,2	59,7	62,6
3/8"	33,8	41,1	36,4	45,7	39,1	43,2	40,4	46,2
Nº 4	17,1	28,4	20,4	31,5	23,7	31,3	25,4	34,1
Nº 10	12,5	22,5	16,0	26,8	19,5	26,0	21,3	29,0
Nº 20	8,1	17,0	11,8	22,1	15,4	20,8	17,4	24,9
Nº 40	5,4	13,9	9,2	18,6	13,0	17,1	14,9	22,0
Nº 60	3,5	11,2	7,4	16,4	11,2	14,7	13,3	19,7
Nº 140	0,9	8,0	4,9	12,9	8,9	11,0	10,9	16,9
Nº 200	0,0	6,7	4,0	12,0	8,0	10,2	10,1	15,6

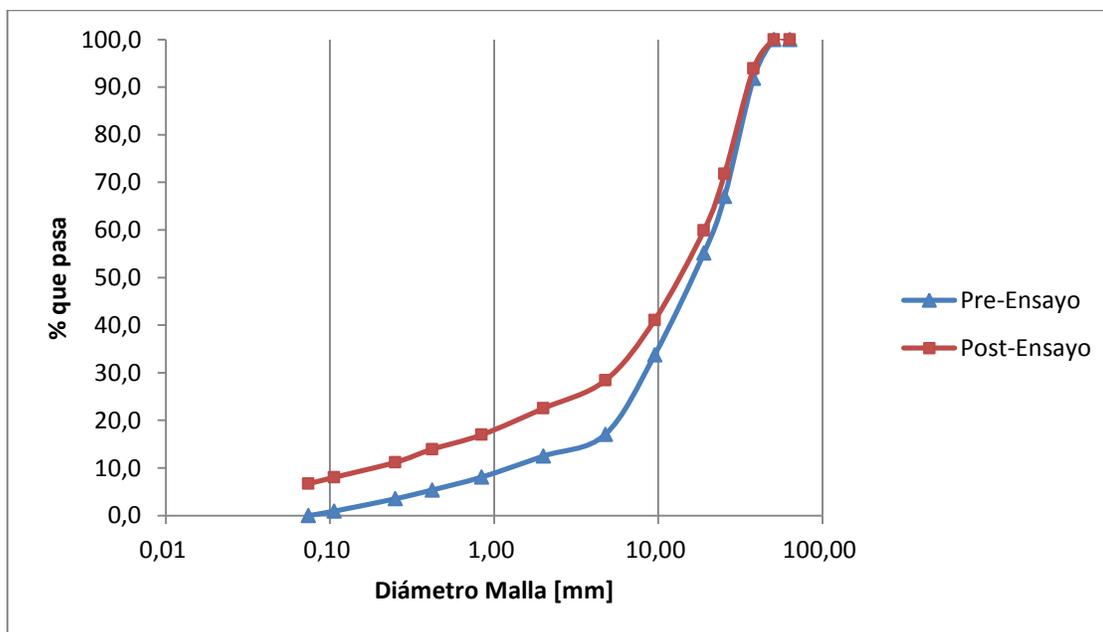


Figura 5.2-1: Granulometrías pre y post ensayo 0% finos

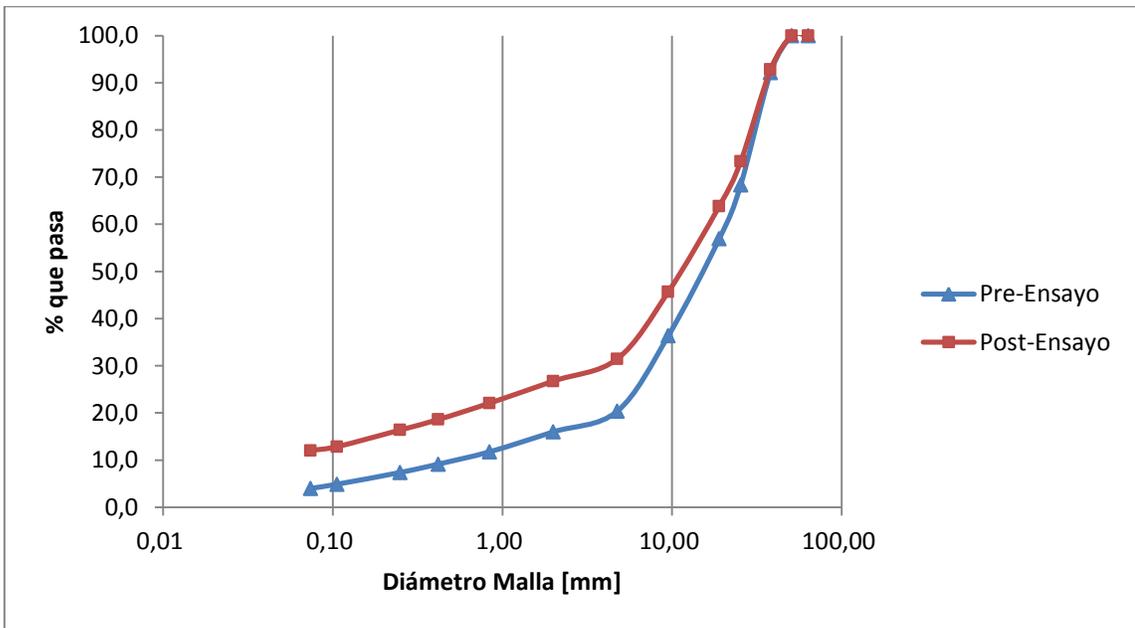


Figura 5.2-2: Granulometrías pre y post ensayo 4% finos

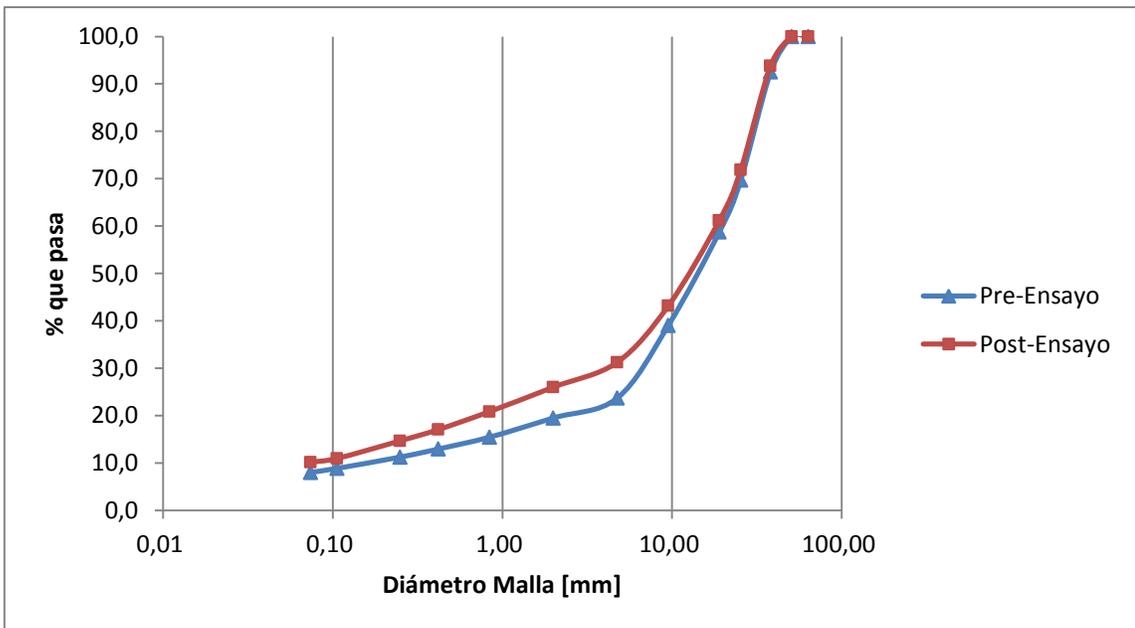


Figura 5.2-3: Granulometrías pre y post ensayo 8% finos

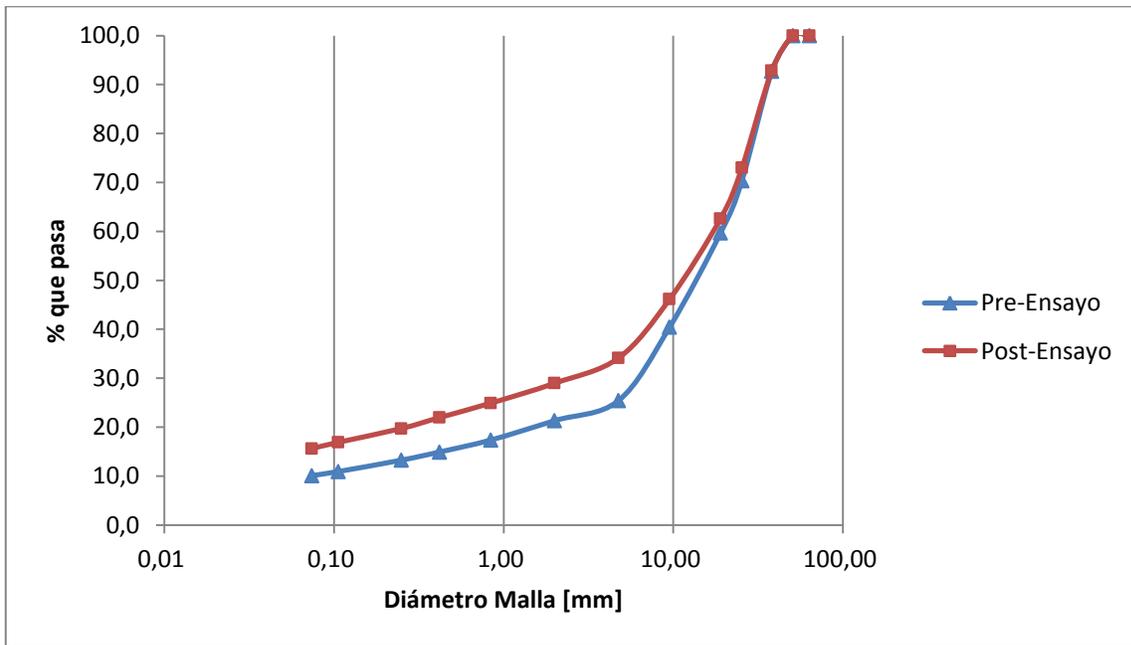


Figura 5.2-4: Granulometrías pre y post ensayo 10% finos

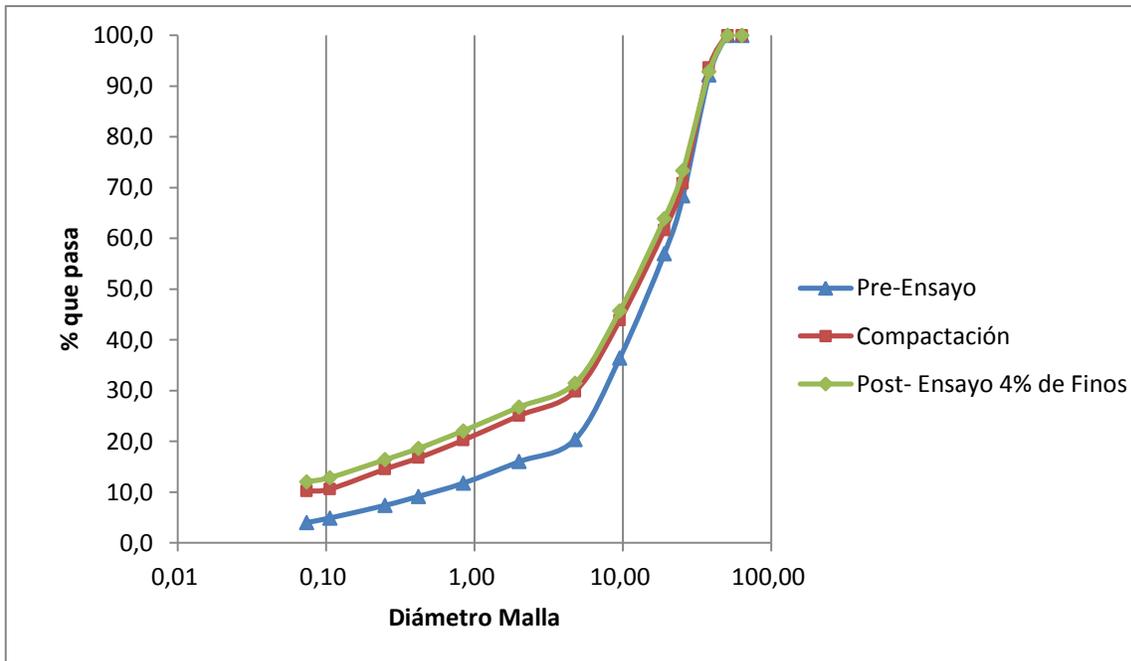


Figura 5.2-5: Rotura debido a compactación para 4% finos vs Ensayo de consolidación a 4% Finos

En la granulometría posterior al ensayo de las muestras a 0, 4, 8 y 10% de finos se observa un aumento de finos correspondiente a 6,68%, 8,04%, 2,15% y 5,54% respectivamente.

Para las muestras a 0 y 4% de finos, la rotura de partículas se hace relevante bajo malla $\frac{3}{4}$ " y continua hasta malla #200. En el caso de las muestras a 8 y 10% de finos la rotura de partículas toma un rol fundamental bajo malla $\frac{3}{8}$ ".

Ahora bien, en todas las muestras la rotura se localiza principalmente en la porción de las arenas y define casi la totalidad de la rotura total de la muestra, denotando la mayor variación en el % que pasa la malla N°4. Esta rotura se debe a la fricción interna entre las partículas y con ello al desgaste de los cantos angulosos, específicamente de las gravas. Hecho que se evidencia al analizar la tabla 5.2-1, y que describe un aumento progresivo pero de bajo % en la rotura. Por otro lado, se observa que la división de los conglomerados presentes en las muestras (ver figura 4.1-1, punto 4.1.1) también es importante al momento del cálculo granulométrico posterior al ensayo.

Por otro lado, el análisis de influencia en la rotura (ver figura 5.2-5) muestra que la compactación define un % de rotura semejante al del Ensayo de consolidación a 4%, variando de forma insignificante en la porción de las arenas. Esto señala que la extensión de la rotura en al menos la muestra a 4% se debe fundamentalmente al proceso de compactación.

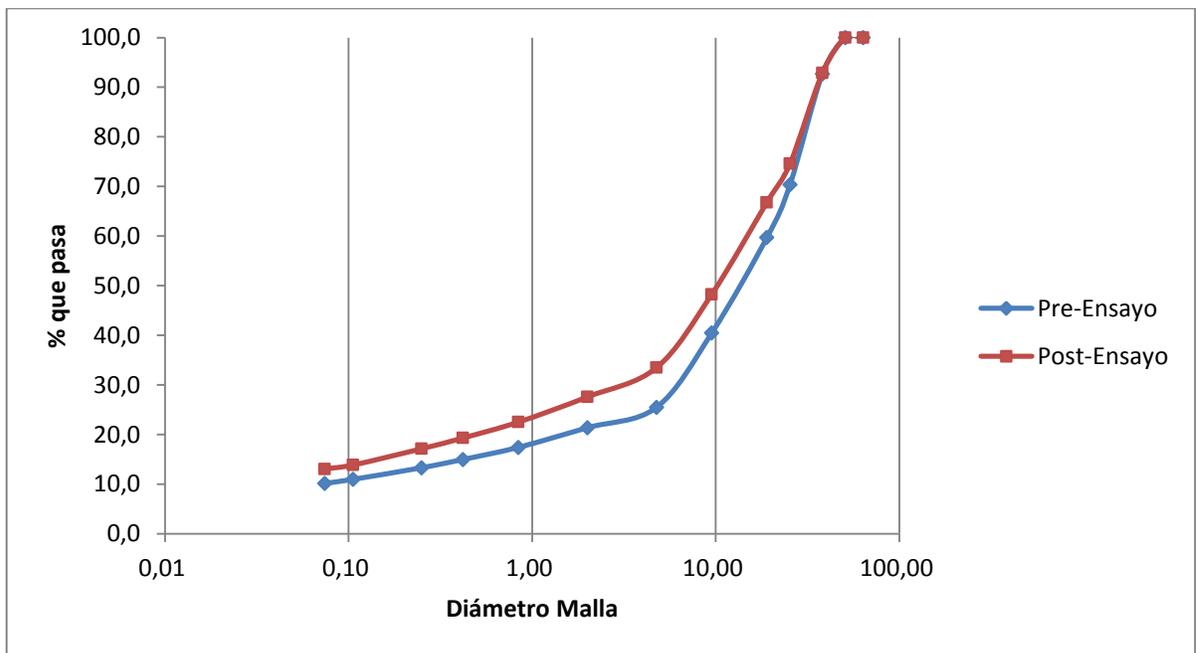


Figura 5.2-6: Granulometrías pre y post ensayo a 70% DR

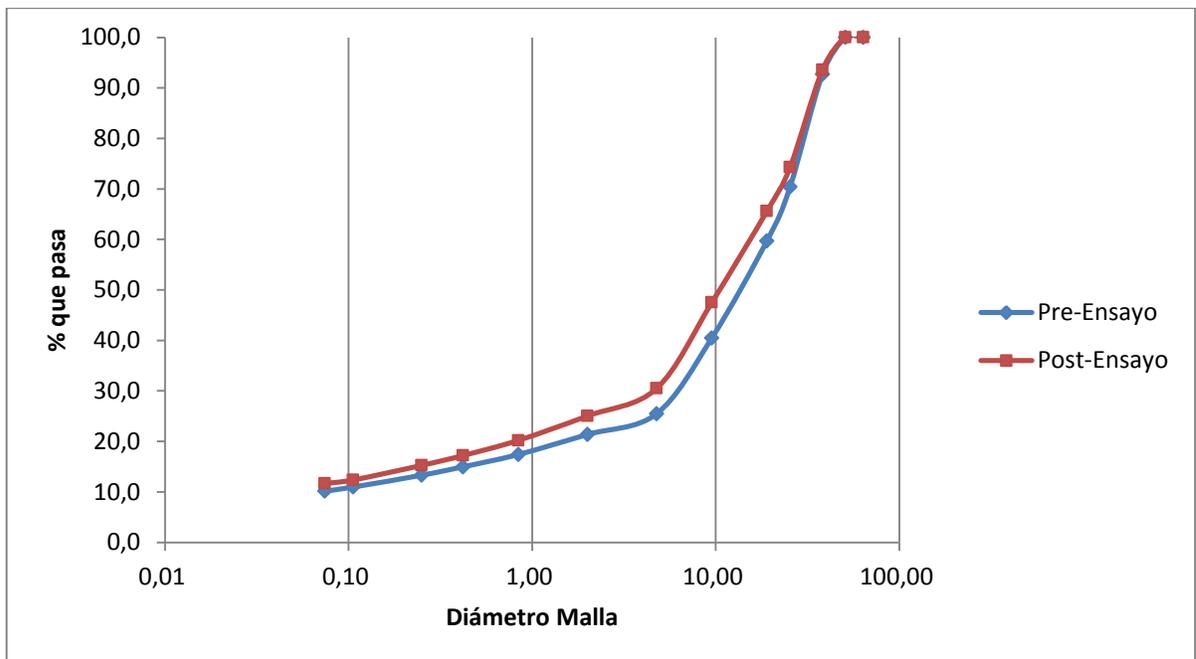


Figura 5.2-7: Granulometrías pre y post ensayo a 60% DR

Tabla 5.2-2: Resumen Distribuciones Granulométricas para ensayos a DR

Muestra	% en Peso que pasa			
	DR 70%		DR 60%	
Diámetro Malla [mm]	Pre	Post	Pre	Post
2"	100,0	100,0	100,0	100,0
1 1/2"	92,7	92,9	92,7	93,6
1"	70,4	74,6	70,4	74,3
3/4"	59,7	66,8	59,7	65,6
3/8"	40,5	48,3	40,5	47,5
Nº 4	25,5	33,5	25,5	30,5
Nº 10	21,4	27,6	21,4	25,0
Nº 20	17,4	22,5	17,4	20,2
Nº 40	15,0	19,3	15,0	17,2
Nº 60	13,3	17,1	13,3	15,3
Nº 140	11,0	13,9	11,0	12,4
Nº 200	10,1	13,1	10,1	11,7

Se observa en la tabla 5.2-2 que para ambos ensayos a DR la rotura se ubica principalmente en la última porción de las gravas, específicamente para las mallas 3/4", 3/8" y Nº4. Esto describe que eventualmente la rotura viene dada por el número coordinado entre partículas determinado por la densidad de montaje. A medida que las partículas más pequeñas (arenas) se acomodan, las gravas comienzan a sufrir desgaste debido al esfuerzo entre ellas, lo que provoca una mayor rotura en esa porción.

El aumento en el % de finos no es tan marcado como lo es en los ensayos con variación en el % de finos, lo que podría describir un comportamiento más extensivo de rotura para ensayos a DR que ensayos a altas densidad de compactación.

Parámetros C_u y C_c : Los coeficientes de uniformidad y curvatura (C_u y C_c) definen la forma global de la curva granulométrica posterior al ensayo. Esta información (ver tabla 5.2-3) señala que las distribuciones granulométricas tienden a alejarse de la uniformidad a medida que ocurre la rotura de partículas. Por otro lado, el coeficiente de curvatura posterior al ensayo tiende a aumentar según la rotura de partículas que se genera.

Tabla 5.2-3: Cálculo coeficientes de uniformidad y curvatura

Muestra	Cu		Cc	
	Pre	Post	Pre	Post
0% Finos	16,1	171,6	2,5	13,6
4% Finos	37,3	314,4	5	16,6
Influencia 4% Finos	57,9	362,5	7,8	25,6
8% Finos	112,7	271,9	13	13,5
10% Finos	274,1	462,7	28,7	9,8
DR = 70%	295,1	1203,5	30,8	49,1
DR = 60%	295,1	686,8	30,8	54,3

5.2.1.1 Cálculo de Parámetros de Rotura

Los parámetros de rotura calculados para cada una de las granulometrías se muestran en las figuras 5.2-8 y 5.2-9 correspondientes a los de Lee & Farhoomand, Marsal y Hardin, B_{10} respectivamente.

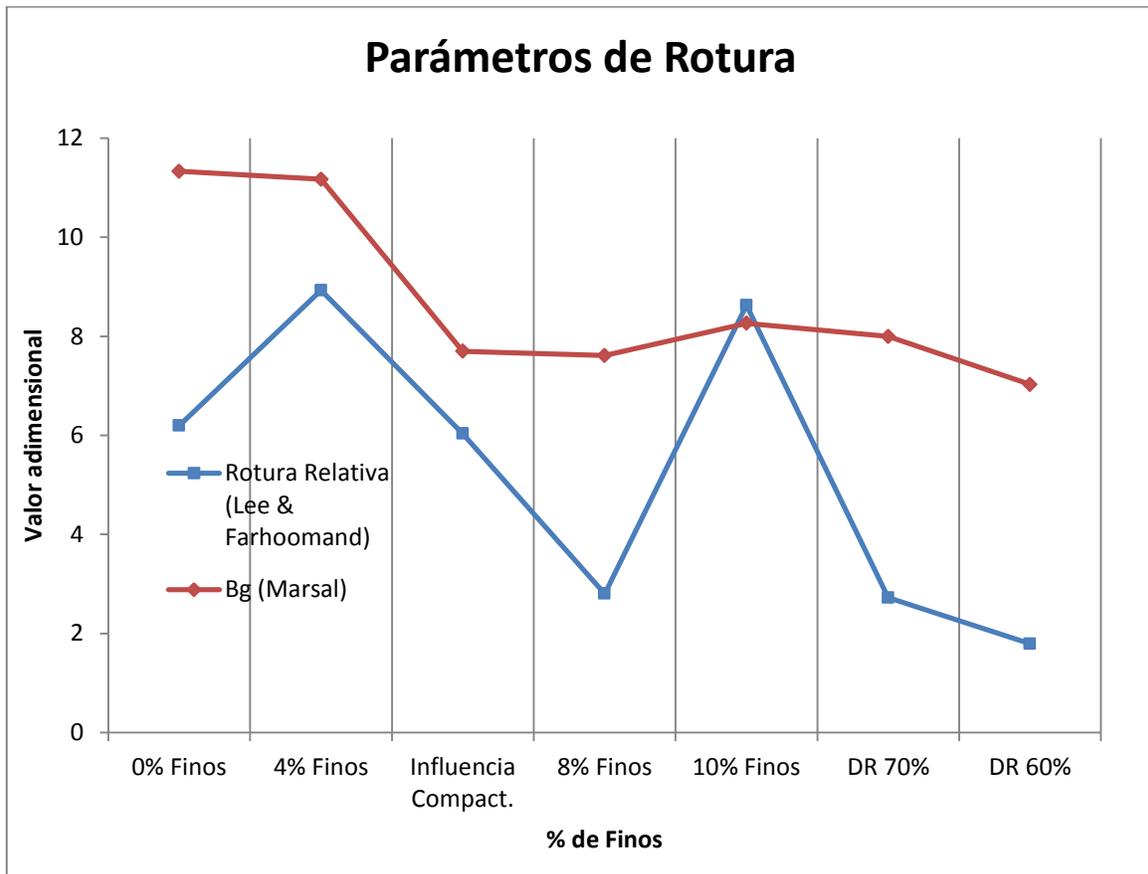


Figura 5.2-8: Parámetros de Lee & Farhoomand y Marsal

En ambos parámetros se observa una diferencia marcada entre la muestra con un 4% de finos y el de influencia, aun cuando ambas muestras poseen granulometrías post muy semejantes. En el caso del parámetro de rotura relativa esta información permite descartarlo como un parámetro útil a considerar puesto que su estudio sólo se basa en una porción particular de la extensión total de la muestra.

Ahora bien, el parámetro de Marsal B_g , señala una tendencia a disminuir a medida que aumenta el % de finos tomando un máximo y mínimo valor para 0 y 10% respectivamente. Este comportamiento se asemeja a lo planteado anteriormente con respecto a la capacidad de las partículas arcillosas de rellenar cada espacio de la muestra, aumentando el número coordinado y disminuyendo el esfuerzo entre partículas concluyendo en una menor rotura.

Para los ensayos a DR ambos parámetros disminuyen de 70% a 60% indicando una disminución en la rotura. Además, los valores calculados para cada parámetro no describen una variación significativa entre los mismos, hecho que se evidencia en las curvas de granulometría.

Por último, el parámetro de Marsal evalúa solo la suma de las diferencias positivas o negativas entre el % que pasa pre y post al ensayo, lo que no necesariamente define la rotura en toda su extensión (de malla 1 ½" a N°200).

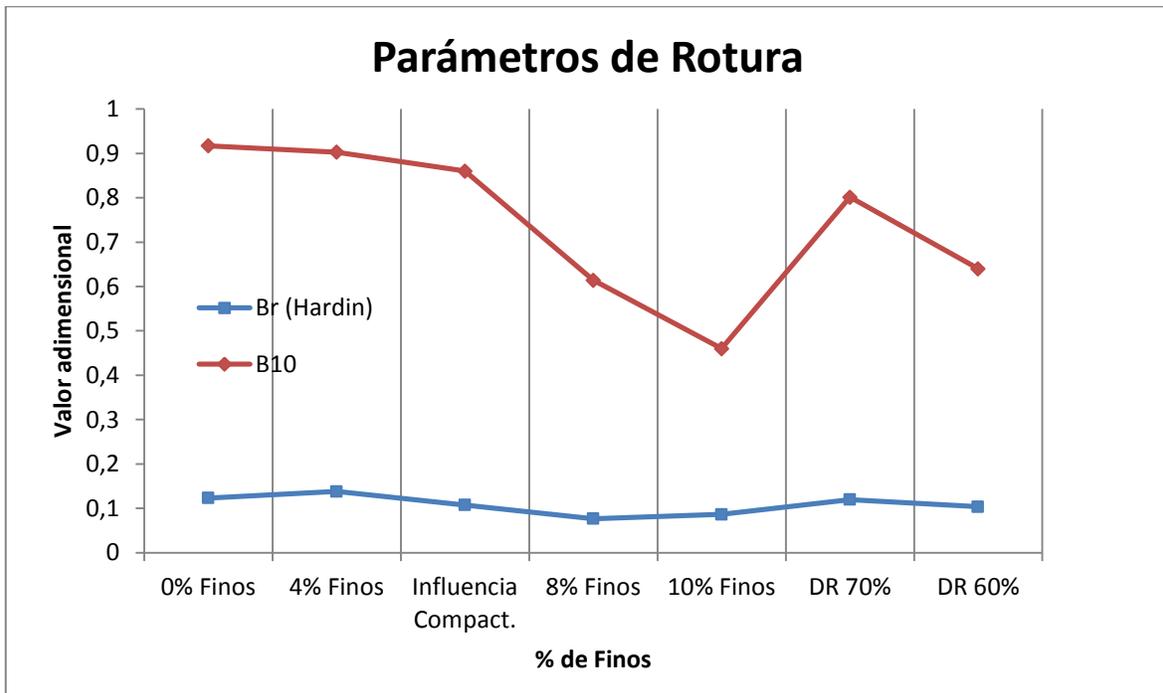


Figura 5.2-9: Parámetros de Hardin y B10

El parámetro B_{10} señala una permanente disminución del valor a medida que aumenta el % de finos y una evidente disminución de 70% a 60% en los ensayos a DR. Resultados esperados según el comportamiento granulométrico post de cada una de las muestras. Ahora bien, puesto que el valor de D_{10i} depende exclusivamente de la granulometría inicial, a mayor % de finos inicial, mayor D_{10i} y puesto que la rotura es un proceso extensivo que afecta a todas las mallas en cuestión, este parámetro no identifica la variación en las mallas predecesoras, por tanto, es difícil concluir la dependencia de éste con las muestras ensayadas.

El valor B_r de Hardin presenta el máximo y mínimo valor para 4 y 8% de finos respectivamente. En los ensayos a DR, específicamente de 60% a 70%, el parámetro de Hardin confirma el aumento de rotura evidenciada en cada uno de los parámetros calculados anteriormente. Para este parámetro se observa una curva cercana a la linealidad, lo que representa la semejanza en el % de rotura real en cada una de las muestras. Esto lo define como la mejor opción dentro de los parámetros estudiados

Por otro lado, el cálculo de la permeabilidad (ver tabla 5.2-4), se realiza en función de la relación propuesta por Hazen (1911) (punto 2.4.2.5, ecuación 2-8), comparando los valores de D_{10} . El valor inicial de cada una de las muestras depende de la granulometría impuesta. El valor final radica en la disminución de D_{10} debido a la rotura de partículas.

Ahora bien, la variación porcentual del parámetro D_{10} , antes y posterior al ensayo, corresponde a un 93%, 91%, 61% y 42% para 0, 4, 8 y 10% de finos respectivamente y un 72% para la muestra de Influencia de la compactación. Esto indica que a medida que disminuye el % de finos en la muestra existe una tendencia a la generación de partículas de menor diámetro debido a la rotura que se desarrolla durante la compactación (hecho que se evidencia al ver una variación en un 72% en el valor de D_{10} para dicha muestra) y durante el proceso de consolidación.

Tabla 5.2-4: Cálculo D_{10}

Muestra	D_{10} [mm]	
	Granulometría Inicial	Granulometría Final
0% Finos	1,34	0,10
4% Finos	0,56	0,05
Influencia 4% Finos	0,36	0,10
8% Finos	0,18	0,07
10% Finos	0,07	0,04

5.2.1.2 Visualización Macroscópica

El ensayo de compresión no confinada realizado para las partículas de mayor diámetro (1 ½", 1" y ¾") permite evidenciar que la rotura en dichas partículas se manifiesta por el desgaste y rotura de sus cantos irregulares (figuras 5.2-10 a 5.2-12). Este proceso irreversible justifica el aumento de % de material en la sección de las arenas, pues las roturas significativas desprenden partículas con diámetros bajo malla N°4. Ahora bien, conforme a los esfuerzos relativos en cada una de ellas, existe un pequeño % de partículas que se fracturaron de manera considerable (ver figura 5.2-12).

Figura 5.2-10: Rotura Cantos 1 1/2"



Figura 5.2-11: Rotura Cantos 1"



Figura 5.2-12: Rotura Cantos y Partícula 3/4"



5.2.1.3 Comportamiento fractal

Los gráficos en escala doble logarítmica (figuras 5.2-13 a 5.2-18) muestran el tipo de comportamiento que desarrolla tanto la granulometría previa al ensayo como la granulometría de cada una de las muestras luego de haber sido ensayadas a consolidación.

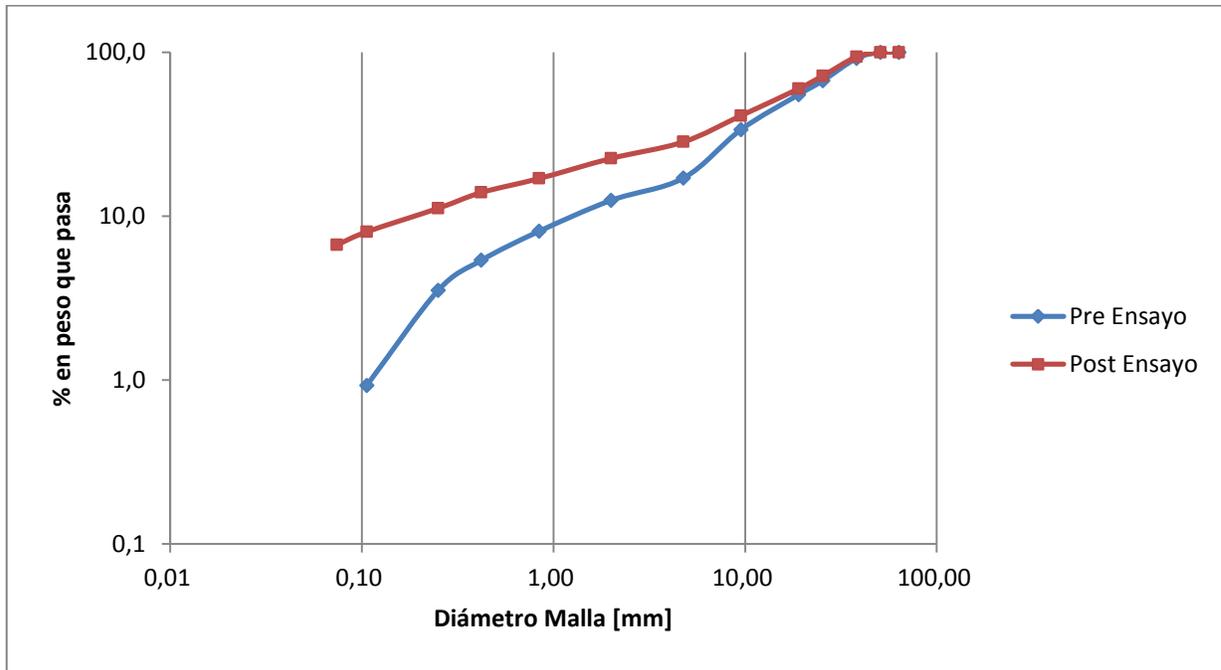


Figura 5.2-13: Visualización Fractal 0% Finos

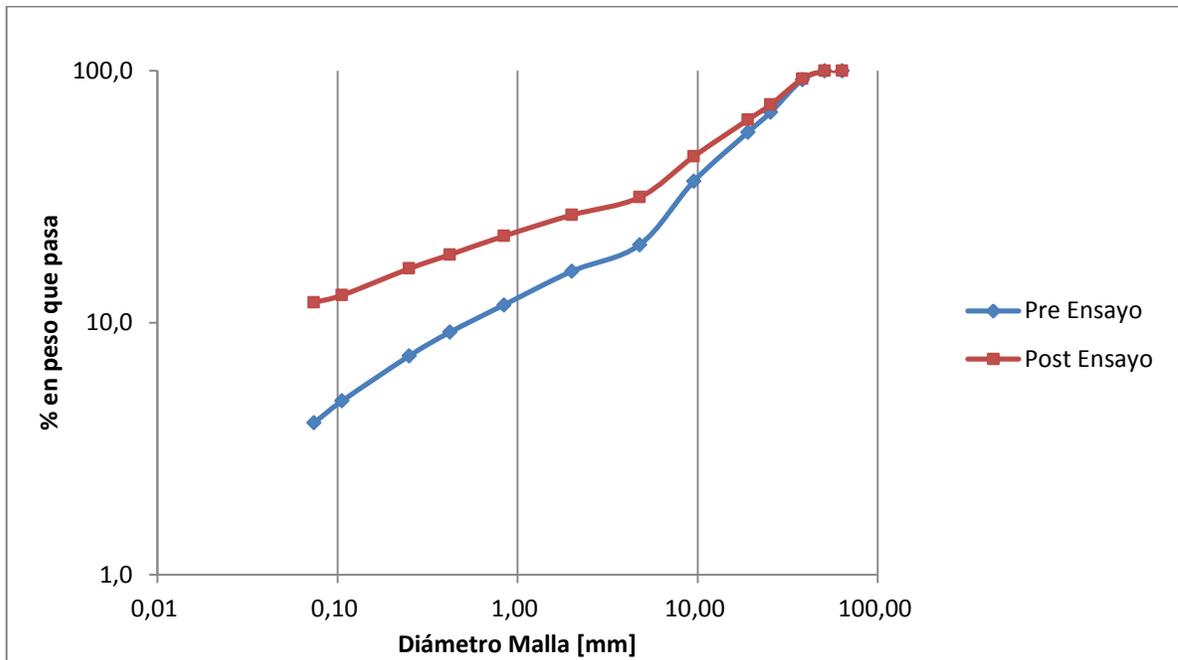


Figura 5.2-14: Visualización Fractal 4% Finos

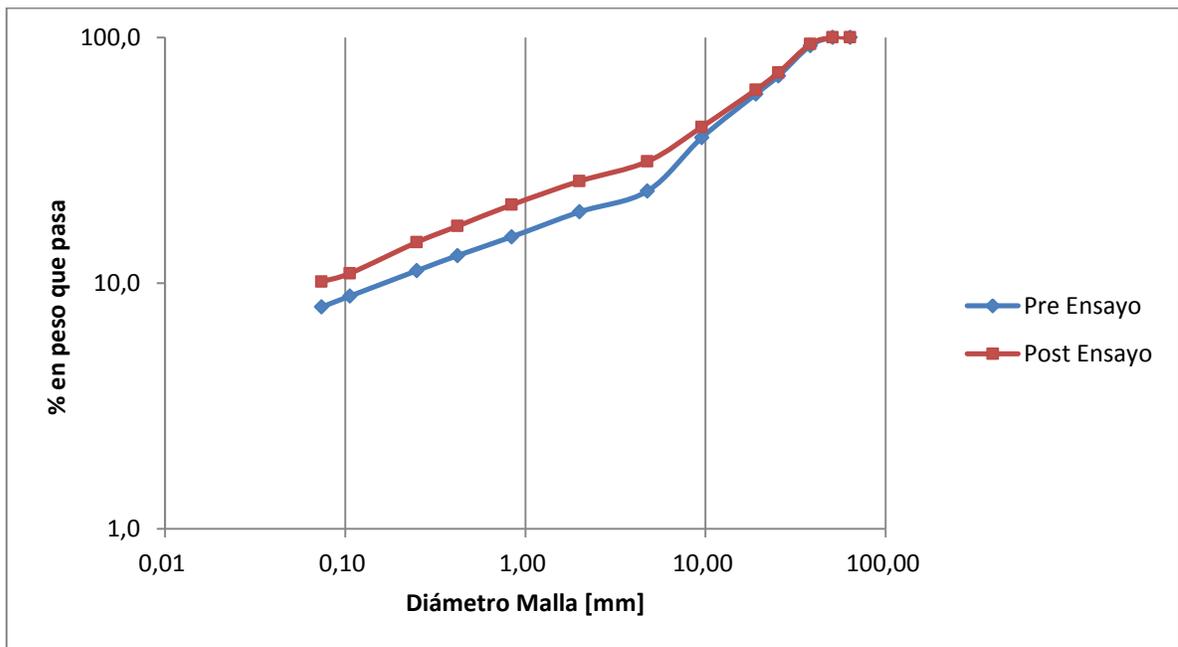


Figura 5.2-15: Visualización Fractal 8% Finos

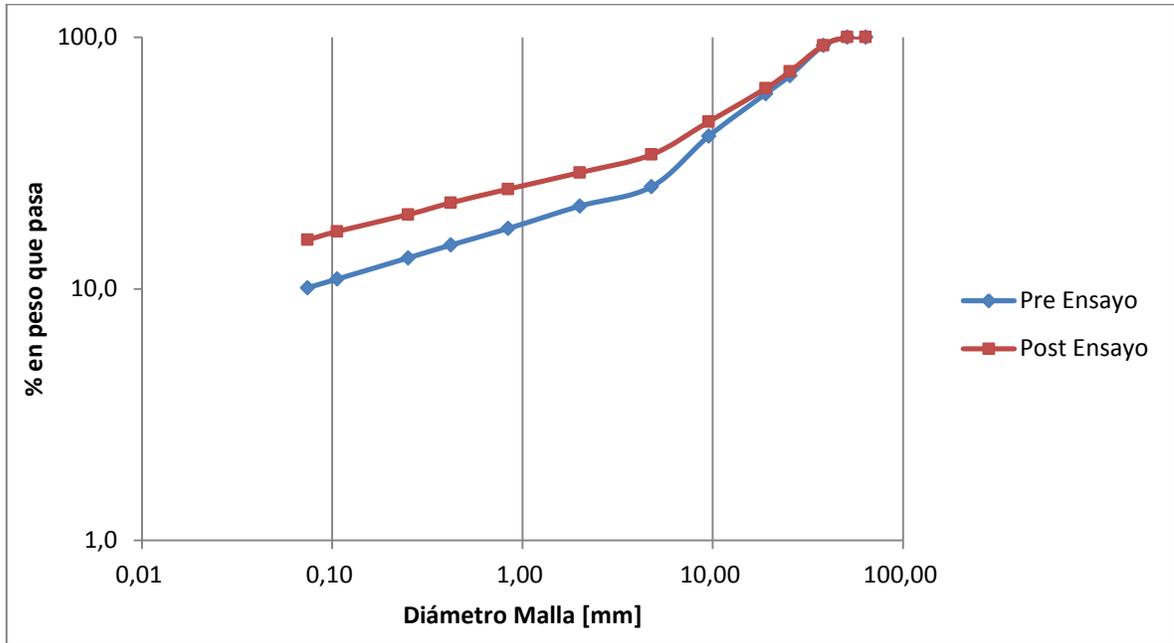


Figura 5.2-16: Visualización Fractal 10% Finos

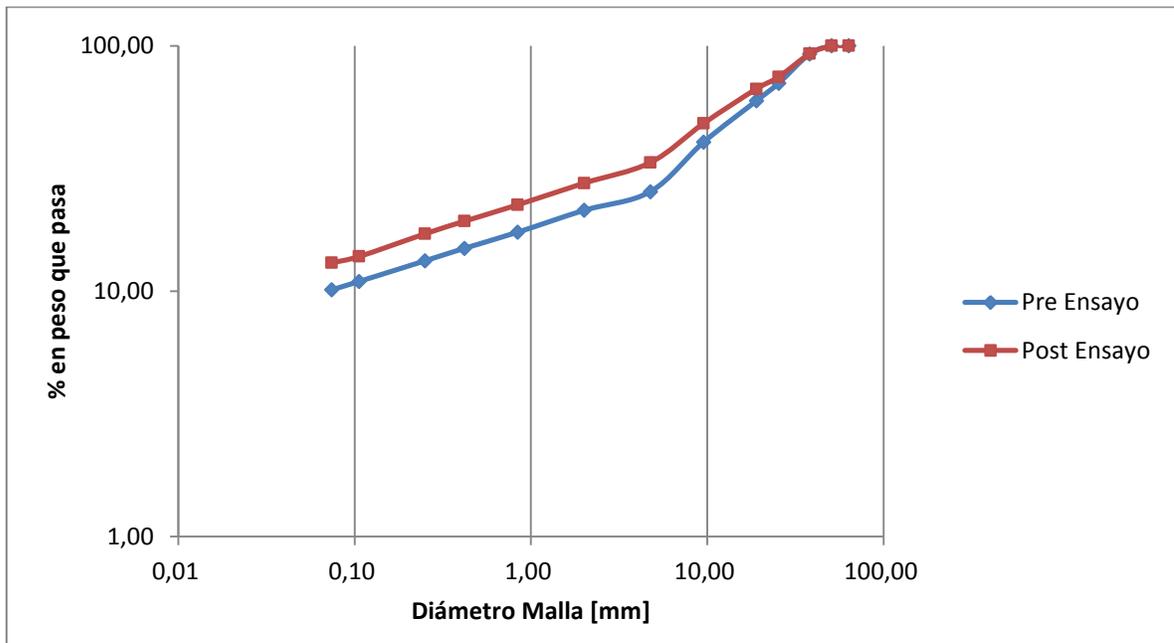


Figura 5.2-17: Visualización Fractal DR 70%

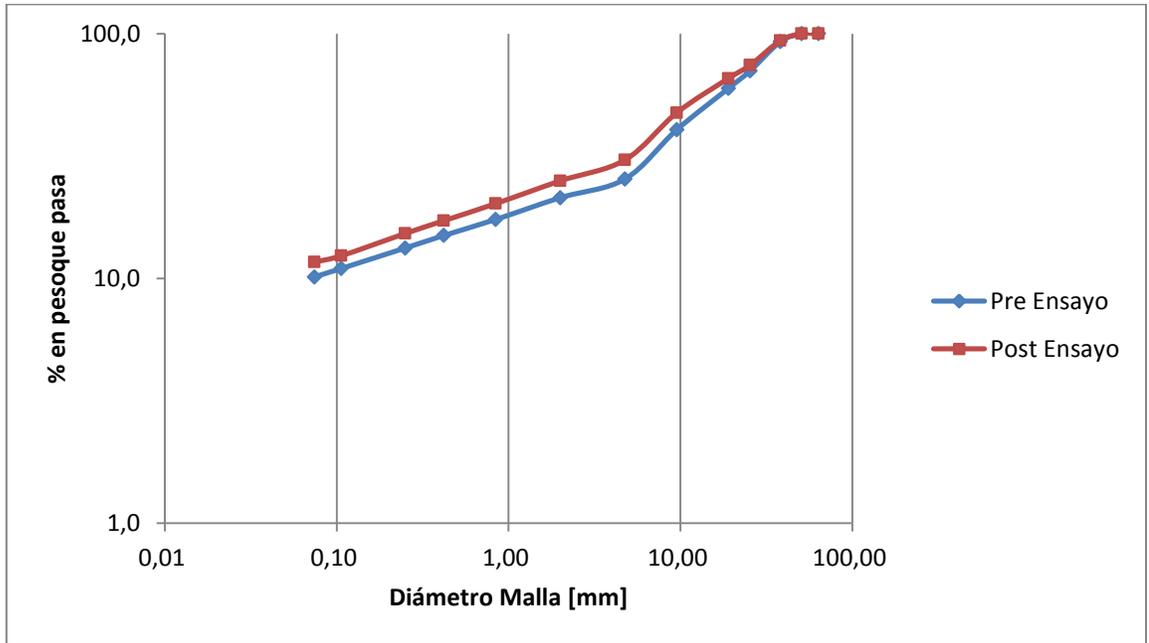


Figura 5.2-18: Visualización Fractal DR 60%

Para todas las muestras se observa una tendencia al comportamiento fractal. Las curvas post-ensayo muestran una tendencia a la linealidad, resultado esperable con lo observado por McDowell et al. (1996) y D'espessailles et al. (2014).

A su vez, en todas las muestras se aprecia una tendencia lineal tipo fractal más marcada para partículas desde malla 3/8" (9,52 [mm]) hacia los finos. Esto podría explicarse por la dificultad de las partículas de mayor tamaño a fracturarse de forma considerable y al proceso de desgaste de los cantos angulosos que significa el aumento en el % en peso de las arenas y finos.

Por último, este comportamiento muestra la tendencia de suelos granulares angulosos a una mejor graduación.

6 CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

Luego del análisis de los resultados obtenidos en los ensayos realizados, las principales conclusiones obtenidas se presentan a continuación.

- Los resultados muestran que el ensayo consta de dos etapas, la primera, un asentamiento instantáneo, evidenciado por el valor calculado de C_v , y luego un asentamiento paulatino correspondiente a la transferencia de carga del fluido incompresible al esqueleto granular simultáneamente con la rotura de los cantos angulosos de las partículas de mayor tamaño, la sub-división de los conglomerados y el posterior reacomodamiento de las partículas.
- En función de las curvas $e - \log(\sigma'_v)$ se observa que no existe una mayor influencia en el comportamiento en consolidación de las muestras, en función de la variación del % de finos. Esto puede describirse debido a que entre muestras existen variaciones pequeñas en % de finos y al bajo esfuerzo de compresión aplicado. De la misma forma ocurre con los ensayos a DR.
- Mediante la comparación granulométrica del análisis de influencia de la compactación y el ensayo a 4% de finos se concluye que durante el proceso de compactación se genera la mayor parte de la rotura de partículas para los ensayos a % de finos.
- El parámetro de rotura de Hardin permite concluir que la extensión de la rotura en este ensayo no depende del % de finos escogido puesto que no se evidencia ninguna tendencia en la variación de su valor según aumenta el % de finos contenido en las muestras. Para los ensayos a DR se tiene que la rotura de partículas en este tipo de muestra se debe fundamentalmente a la aplicación de los esfuerzos de consolidación, específicamente en la porción última de las gravas, puesto que las muestras no fueron compactadas.

- El potencial de colapso calculado indica que para ambas muestras ensayadas a DR, el grado de colapso es moderado ($2,1 \leq I(\%) \leq 6$) y debe ser un factor a estudiar previo al momento de depositar este tipo de material como pilas de lixiviación.
- La forma y el tamaño juegan un rol fundamental al momento de la fractura de las partículas, ya que se observa que las partículas gravosas tienden a reducir su angulosidad fracturando los cantos irregulares de su superficie.
- Así como los estudios realizados por Terzaghi (1925) se observa que para las granulometrías y condiciones iniciales escogidas del material en estudio, no existe una rotura sustancial debido al ensayo de consolidación a bajas presiones y existe una escasa a nula influencia en la rotura debido a la variación en el % de finos escogida para este estudio.
- El desarrollo del comportamiento fractal lleva a una primera aproximación en la tendencia de las muestras de suelos granulares a alcanzar una mejor graduación posterior al ensayo, lo cual se puede describir debido a las formas angulosas de las partículas y sus cantos irregulares. La tendencia fractal más marcada para la porción de las arenas se relaciona de forma directa con la evolución de la rotura. Reflejándose a través de la tendencia lineal de las curvas fractales posteriores al ensayo.

7 CAPÍTULO 7: RECOMENDACIONES PARA FUTURAS INVESTIGACIONES

A continuación se señalan algunas recomendaciones que, a juicio del autor, podrían ser de utilidad en futuras investigaciones.

- Conforme a la escasa cantidad de resultados obtenidos se propone realizar una nueva serie de ensayos con una mayor variación en el % de finos y a estados de compactación menos densos para evaluar influencias en la rotura. Realizar otra serie de ensayos a distintas DR para evaluar el potencial de colapso. Y a partir de estos ensayos analizar la posible dependencia de la densidad de compactación en el comportamiento de la rotura.
- Realizar modificaciones en la geometría del equipo con el objetivo de aumentar el rango de presiones y posteriormente realizar ensayos a estados de cargas más elevados para evaluar la eventual rotura de partículas en suelos granulares.
- La mineralogía detalla que los minerales predominantes en las muestras son la sericita y el cuarzo (2 a 5 y 7 de dureza en escala de Mohs respectivamente). Según lo mencionado por Lo & Roy (1973) y D'espessailles et al. (2014), ésta es relevante para la porción fina de las granulometrías. Para definir su importancia se recomienda realizar ensayos con variación porcentual en el contenido mineralógico. Para esto, se recomienda realizar la caracterización del material a estudiar por medio de espectroscopia de reflectancia, microsonda electrónica, XRF (X-Ray Fluorescence Analysis), XRD (X-Ray Diffraction), entre otros.
- Otras variables no consideradas en el debilitamiento de las partículas se debe a la acción del ácido en el proceso de lixiviación. Se proponen ensayos de consolidación para muestras lixiviadas y no lixiviadas, para luego mediante un análisis químico evaluar la cantidad remanente de ácido en las partículas y estudiar su relevancia.

- Según la aleatoriedad en la angulosidad que presentan todas las partículas de suelo, inclusive para una misma muestra, se hace necesario realizar una nueva serie de ensayos, tanto en variación de finos como DR, que permitan calcular la evolución de la rotura en función del tiempo y la carga, y no sólo al término de los ensayos. Un análisis exhaustivo recomendado es la utilización del ensayo realizado por Takei et al. (2001), que permite analizar microscópicamente la evolución de la rotura de las muestras ensayadas conforme transcurre el tiempo.

8 BIBLIOGRAFÍA

- Al Hattamleh, O. H., Al-Deeky, H. H., & Akhtar, M. N. (2013). The Consequence of Particle Crushing in Engineering Properties of Granular Materials. *International Journal of Geosciences*, 1055-1060.
- Al-Kahdaar, R., & Al-Ameri, A. (2010). Correlations between physical and mechanical. *Journal of Engineering*, 16, 5946-5957.
- ASTM. (2000). *Description and Identification of Soils*. D2488.
- ASTM. (2004). *Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*. D6913.
- ASTM. (2005). *Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. D4318.
- ASTM. (2009). *Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort*. D1557.
- ASTM. (2010). *Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. D845.
- ASTM. (2011). *Classification of Soils for Engineering Purposes (USCS)*. D2487.
- ASTM. (2011). *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*. D2435/D2435M.
- ASTM. (2012). *Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort*. D698.
- ASTM. (2012). *Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate*. C127-12.
- ASTM. (s.f.). *Density, Relative Density, and Absorption of Coarse Aggregate*. C127-12.
- Bard, E., Campaña, J., Torres, P., Valenzuela, L., & Cifuentes, L. (26 al 28 de Noviembre de 2014). Comportamiento de Arenas a Altas presiones de Confinamiento: Comparación entre Arenas de Relaves y Naturales.
- Barden, L., Ismail, H., & Tong, P. (1969). Plane strain deformation of granular material at low and high pressures. *Geotechnique, London, England*, 19(4), 441-452.
- Bishop, A. W. (1966). The strength of soils as engineering materials. *Geotechnique, Vol. 16, No.2*, 91-130.
- Bishop, A. W., Webb, D. L., & Skinner, A. E. (1965). Triaxial tests on soil at elevated cell pressures. *Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol.1*, (págs. 170-174). Montreal.

- Bopp, P. A. (1994). Effect of initial relative density on instability and behavior of granular materials at high pressures. *PhD dissertation, Dept. of Civ. and Envir. Engrg, Univ. of California, Los Angeles, California.*
- Botset, H. G., & Reed, B. W. (1935). Experiment on compressibility of sand. *Bull. Am. Soc. Pet. Geol.*, 19, 1053.
- Bowles, J. (1996). *Foundation analysis and design*. New York: NY: McGraw-Hill.
- Campaña Zepeda, J. E. (2011). *Comportamiento de Arena de Relaves a Altas Presiones*. Santiago de Chile.
- Colliat-Dangus, J. L., Desrues, J., & Foray, P. (1988). Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure. *Advanced Triaxial testing of Soil and Rock, ASTM STP 997, ASTM*, 290-310.
- De Beer, E. E. (1963). The Scale effect in the transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations. En *Geotechnique* (págs. 13(1), 39-75). London, England.
- De Souza, J. M. (1958). Compressibility of sand at high pressure. En *MS thesis*, (págs. 63-64). Cambridge: Massachusetts Institute of Technology.
- D'espessailles, N., Dorador, L., & Pastén, C. (2014). Rotura de Partículas en Arenas de Tronadura de Túnel Minero Sometidas a Esfuerzos de Corte Simple. *XIV Congreso Colombiano de Geotecnia & IV Congreso Suramericano de Ingenieros Jóvenes Geotécnicos*. Bogotá.
- Duncan, J. M., Witherspoon, P. A., Mitchell, J. K., Watkins, D. J., Hardcastle, J. H., & Chen, J. C. (1972). Seepage and groundwater effects associated with explosive cratering. *Rep. No. TE-72-2, Univ. of California, Berkeley, California.*
- Esterle, M. H. (1990). Particle crushing in granular materials subjected to one-dimensional compression. *M. Engrg. thesis, Univ. of Louisville, Louisville, Ky.*
- Feda, J. (1999). Cataclastic compression of soils. *Acta Technol. CSAV* 44, 225-237.
- Feda, J. (2002). Notes on the effect of grain crushing on the granular soil behaviour. *Engineering Geology* 63, 93-98.
- Hagerty, M. M., Ullrich, C. R., & Hagerty, D. J. (1993). One-dimensional high-pressure compression of granular media. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 119(1).

- Hall, E. B., & Gordon, B. B. (1963). Triaxial testing with large-scale high pressure equipment. Philadelphia: Laboratory Shear Testing of Soils; Special Tech. Publication No.361, ASTM.
- Hardin, B. O. (1985). Crushing of soil particles. *J. Geotech, Engrg., ASCE*, 111(19), 1177-1192.
- Harremoes, P. (1959). Compressibility of ground sand at high pressures. En *MS thesis*. Cambridge: Massachusetts Institute of Technology.
- Hazen, A. (1911). Discussion of Dams on sand foundations. En A. C. Koenig, *Dams on sand foundations*. New York: Trans., ASCE, Vol. 73.
- Hendron, A. (1963). The behavior of sand in one-dimensional compression. En *PhD thesis* (págs. 50-89). Urbana: Univ. of Illinois.
- Hyodo, M., Hyde, A. F., Aramaki, N., & Nakata, Y. (2002). Undrained monotonic and cyclic shear behavior of sand under low and high confining stresses. *Soils and Foundations*, 42(3), 63-76.
- Kjaernsli, B., & Sande, A. (1963). Compressibility of some coarse-grained materials. *Proc. European Conf. Soil Mech. and Found. Engrg.*, (págs. 245-251). Weisbaden, Germany.
- Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (1996). Undrained sand behavior in axisymmetric tests at high pressures. *J. Geotech. Engrg, ASCE*, 122(2), 120-129.
- Lade, P. V., Yamamuro, J. A., & Bopp, P. A. (1996). Significance of Particle Crushing in Granular Materials. *J. Geotech. Engrg.*, 309-316.
- Lee, K. L., & Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soils in anisotropic triaxial compression. *Can. Geotech. J., Ottawa, Canada*, 4 (1), 68-86.
- Lee, K. L., & Seed, H. B. (1967). Drained strength characteristics of sands. *Journal Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, Vol. 93, 117-141.
- Leslie, D. D. (1963). Large scale triaxial tests on gravelly soils. *Proc., 2nd Pan-American Conf. on Soil Mech. and Found. Engrn* (págs. 183-202). Vol. 1.
- Lo, K. Y., & Roy, M. (1973). Response of particulate materials at high pressures. *Soils and Found., Tokyo, Japan*, 13(1), 1-14.
- Lo, K. Y., & Roy, M. (1973). Response of particulate materials at high pressures. *Soils and Foundations*, Vol.13, No.1.

- Marachi, N. D., Chan, C. K., Seed, H. B., & Duncan, J. M. (1969). Strength and deformation characteristics of rockfill materials. *Rep. No. TE-69-5, Univ. of California, Berkeley, Calif.*
- Marsal, R. (1967). Large scale testing of rockfill materials. *Journal Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 93, No. SM2, 27-43.*
- Marsal, R. J. (1965). Discussion of shear strength. *Proc. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 3, 310-316.*
- Maureira, S., & Verdugo, R. (2014). El fenómeno de rotura de partículas en suelos arenosos. *El fenómeno de rotura de partículas en suelos arenosos.*
- McDowell, G. R., & Bolton, M. D. (1998). On the micromechanics of crushable aggregates. *Geotechnique, 48(5), 667-679.*
- McDowell, G. R., Bolton, M. D., & Robertson, D. (1996). The fractal crushing of granular materials. *Journal of the Mechanics and Physics of Solid, 44(12), 2079-2102.*
- Melbouci, B., Bahar, R., & Cambou, B. (2008). Study of the behavior of Schist Grains under crushing. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 67, No. 2, 209-218.*
- Mesri, G., & Vardhanabhuti, B. (2009). *Compression of granular materials.* Can. Geotech.
- Minería, M. d. (2007). *Decreto Supremo N°248.* Abril 2007, Chile.
- Ministerio de Minería. (2010). *www.sernageomin.cl.* Recuperado el 2010, de http://www.sernageomin.cl/pdf/mineria/seguridad/estudios/CATASTRO_DEPOSITOS_DE_RELAVES_2010.pdf
- Miura, N., & O-hara, S. (1979). Particle crushing of a decomposed granite soil under shear stresses. *Soils and Found, Tokyo, Japan, 19(3), 61-76.*
- Miura, N., & Yamanouchi, T. (1973). Compressibility and drained shear characteristics of a sand under high confining pressures. *Technol. Rep. of Yamaguchi Univ., 1(2), Japan, 271-290.*
- Narsilio, G. A., & Santamarina, J. (2005). *Clasificación de suelos: Fundamento Físico, Prácticas Actuales y Recomendaciones.* Atlanta: Georgia Institute of Technology.
- Nobari, E. S., & Duncan, J. M. (1972). Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams. *Rep. No S-72-2, Ofc of Res. Services, Univ. Of California, Berkeley.*

- Poliotti, M., & Sierra, P. (2011). *Geología y Geotecnia: Consolidación Unidimensional de Suelos*. Universidad Nacional de Rosario, Escuela de Ingeniería Civil.
- Russel, A. R., Wood, D. M., & Kikumoto, M. (2009). Crushing of particles in idealised granular assemblies. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 1293-1313.
- Solans, D. (2010). *Equipo Triaxial Monótono y Cíclico de Altas Presiones y su Aplicación en Arenas de Relaves. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- Takei, M., Kusakabe, O., & Hayashi, T. (2001). Time-Dependent behavior of crushable materials in one-dimensional compression tests. *Soils and Foundations*, Vol. 41, No. 1, 97-121.
- Takei, M., Yoneima, T., Galer, M. M., & Kusakabe, O. (1998). Time dependent behavior of geomaterials due to particle crushing. *Technical Report, No. 58, Dept. of Civil Engrg., Tokyo Institute of Technology*, 37-56.
- Tarantino, A., & Hyde, A. (2005). An Experimental Investigation of Work Dissipation in Crushable Materials. *Geotechnique*, Vol.55, No. 8, 575-584.
- Terzaghi, K. (1925). Elastic Behavior of sand and clay. *Engrg. News-Rec*.
- Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. New York: 1st Ed., John Wiley & Sons, Inc.
- UNE103406. (2006). *Ensayo de Colapso en Suelos*. Universidad Nacional de Córdoba. (2007). *Suelos Colapsables*. Recuperado el 2007, de <http://www.docentes.unal.edu.co/aepazgon/docs/Suelos%20Colapsables.pdf>
- VA, N. F. (1982). *Soil Mechanics Design Manual 7.1*.
- Vecic, A. S., & Clough, G. W. (1968). Behavior of granular materials under high stresses. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, 94(3), 661-688.
- Verdugo, R. (1998). *Mecánica de Suelos Avanzada, Capítulo 3*. Santiago de Chile: Colloquia Centenario IDIEM, Universidad de Chile.
- Vesic, A. S., & Barksdale, R. D. (1963). Discussion: shear strength at high pressures. Ottawa, Canada: Lab. Shear Testing of Soils, ASTM STP 361.
- Wang, D., Nor, E. A., & Rachid, Z. (2014). One-dimensional consolidation of limetreated. *European Journal of Environmental and*, 37-41.

Wesley, L. D. (2010). *Geotechnical Engineering In Residual Soils*.

Yamamuro, J. A. (1993). Instability and behavior of granular materials at high pressures.
PhD dissertation, Dept. of Civ. Engrg., Univ. of California, Los Angeles, California.

9 ANEXO

- Calibración Anillo de Carga

Tabla 5.2-1: Ensayos de Calibración Probeta 1

PROBETA 1 COSTADO DERECHO								
Presión [bar]	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3		Ensayo Promedio	
	Dial (div)	Presión [kgf/cm2]	Dial (div)	Presión [kgf/cm2]	Dial (div)	Presión [kgf/cm2]	Dial (div)	Presión [kgf/cm2]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	2	0,34	2	0,34	2	0,34	2	0,34
0,25	5	0,51	5	0,51	5	0,51	5	0,51
0,5	9,5	0,77	10	0,79	10	0,79	9,8	0,78
0,75	15	1,08	15	1,08	15	1,08	15	1,08
1	19,5	1,33	20,5	1,39	20	1,36	20	1,36
1,5	30	1,93	31	1,99	31	1,99	30,7	1,97
2	41	2,55	42	2,61	42	2,61	41,7	2,59
3	63,5	3,83	64	3,86	64	3,86	63,8	3,85
4	85,5	5,08	86	5,11	86	5,11	85,8	5,1
5	108	6,35	108	6,35	108	6,35	108	6,35
6	130	7,6	130	7,6	129,5	7,58	129,8	7,59
7	151,5	8,82	152	8,85	152	8,85	151,8	8,84
8	173,5	10,07	173,5	10,07	173,5	10,07	173,5	10,07
12	260,5	15,01	261,5	15,07	261,5	15,07	261,2	15,05
8	181	10,5	181	10,5	181,5	10,53	181,2	10,51
7	159	9,25	160	9,31	159,5	9,28	159,5	9,28
6	136	7,94	137	8	136,5	7,97	136,5	7,97
5	114	6,7	114,5	6,72	114	6,7	114,2	6,7
4	91	5,39	92	5,45	91,5	5,42	91,5	5,42
3	68,5	4,11	70	4,2	69	4,14	69,2	4,15
2	45,5	2,81	46	2,84	46	2,84	45,8	2,83
1	22,5	1,5	23,5	1,56	23,5	1,56	23,2	1,54
0,5	11,5	0,88	12	0,91	12	0,91	11,8	0,9
0,25	6,5	0,6	6,5	0,6	6,5	0,6	6,5	0,6
0,1	2	0,34	3	0,4	3	0,4	2,7	0,38
0	0	0	0	0	0	0	0	0

Los resultados obtenidos definen una curva lineal presión efectiva v/s caja presión que define la ecuación utilizada para alcanzar los valores de presión deseados.

Esta curva se obtiene para valores en carga y descarga en ambas probetas.

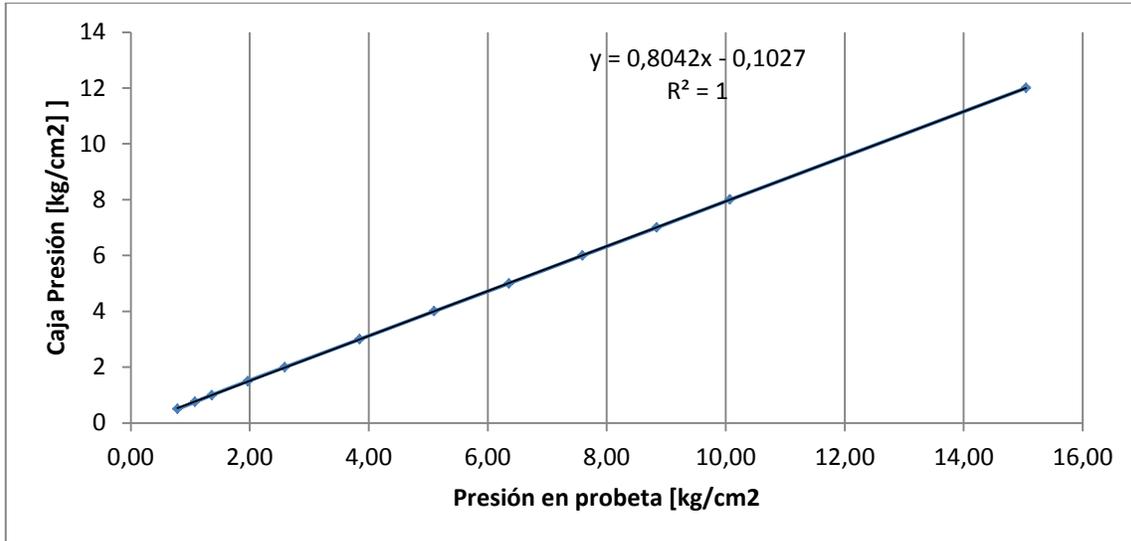


Figura 5.2-1: Calibración Carga Probeta 1

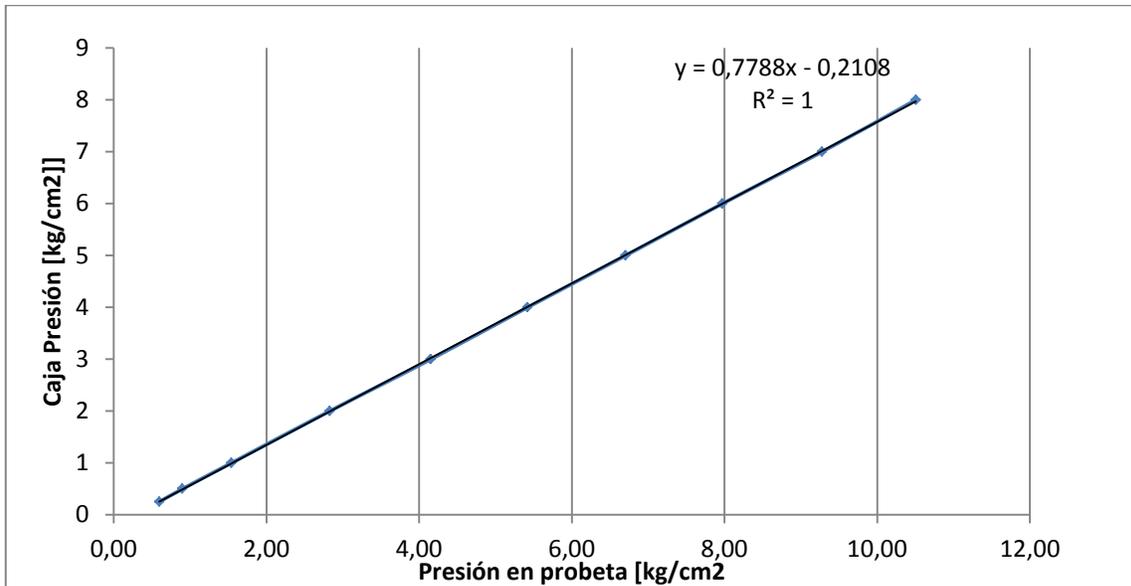


Figura 5.2-2: Calibración Descarga Probeta 1

Para la probeta 2 se obtiene que,

Tabla 5.2-2: Ensayos de Calibración Probeta 2

PROBETA 1 COSTADO IZQUIERDO								
Presión [bar]	Ensayo 1		Ensayo 2		Ensayo 3		Ensayo Promedio	
	Dial (div)	Presión [kgf/cm2]	Dial (div)	Presión [kgf/cm2]	Dial (div)	Presión [kgf/cm2]	Dial (div)	Presión [kgf/cm2]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	1	0,28	2,5	0,37	0,5	0,25	1,3	0,3
0,25	4	0,45	6	0,57	3	0,4	4,3	0,47
0,5	9,5	0,76	11	0,85	8	0,68	9,5	0,77
0,75	15	1,08	16,5	1,16	14	1,02	15,2	1,09
1	20	1,36	22	1,47	19	1,3	20,3	1,38
1,5	31	1,98	32	2,04	29,5	1,9	30,8	1,98
2	41,5	2,58	43,5	2,69	40	2,49	41,7	2,59
3	64	3,86	65,5	3,94	62,5	3,77	64	3,86
4	86	5,1	87	5,16	84	4,99	85,7	5,09
5	107,5	6,32	108,5	6,38	105	6,18	107	6,3
6	129	7,54	130	7,6	127	7,43	128,7	7,53
7	151	8,79	151,5	8,82	148,5	8,65	150,3	8,76
8	173	10,04	173,5	10,07	170	9,87	172,2	10
12	260,5	15	260	14,97	258	14,86	259,5	14,95
8	184,5	10,69	182,5	10,58	182,5	10,58	183,2	10,62
7	162,5	9,44	160	9,3	160	9,3	160,8	9,35
6	139,5	8,14	138	8,05	137	8	138,2	8,07
5	116,5	6,83	115,5	6,78	114	6,69	115,3	6,77
4	94	5,56	93,5	5,53	91,5	5,42	93	5,5
3	70,5	4,22	70	4,2	69	4,14	69,8	4,19
2	47,5	2,92	47	2,89	46	2,83	46,8	2,88
1	24	1,59	24	1,59	23	1,53	23,7	1,57
0,5	12,5	0,94	12,5	0,94	12	0,91	12,3	0,93
0,25	7,5	0,65	7,5	0,65	7	0,62	7,3	0,64
0,1	3	0,4	3,5	0,42	3,5	0,42	3,3	0,42
0	0	0	0	0	0	0	0	0

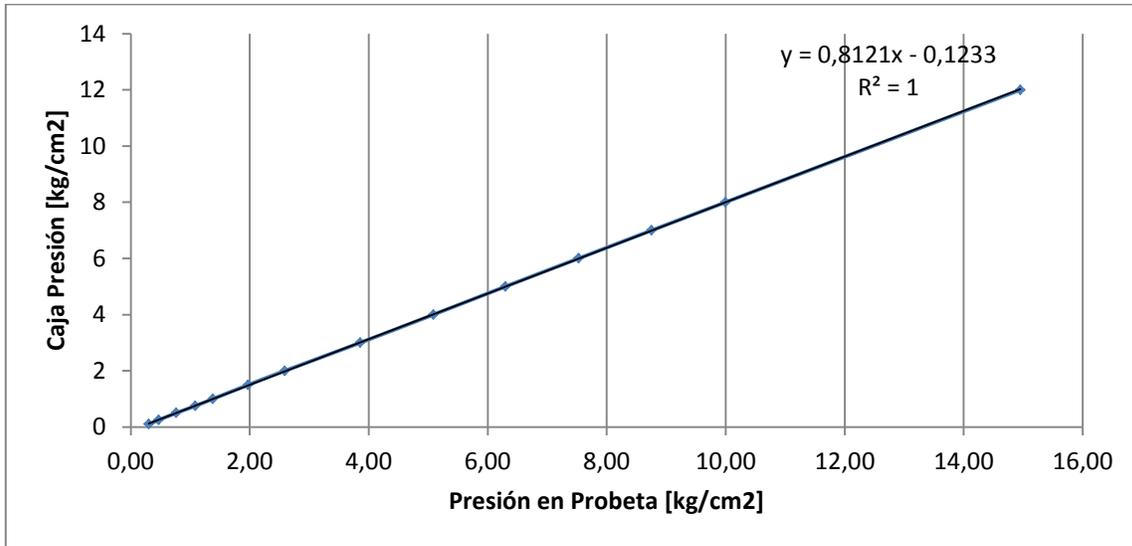


Figura 5.2-3: Calibración Carga Probeta 2

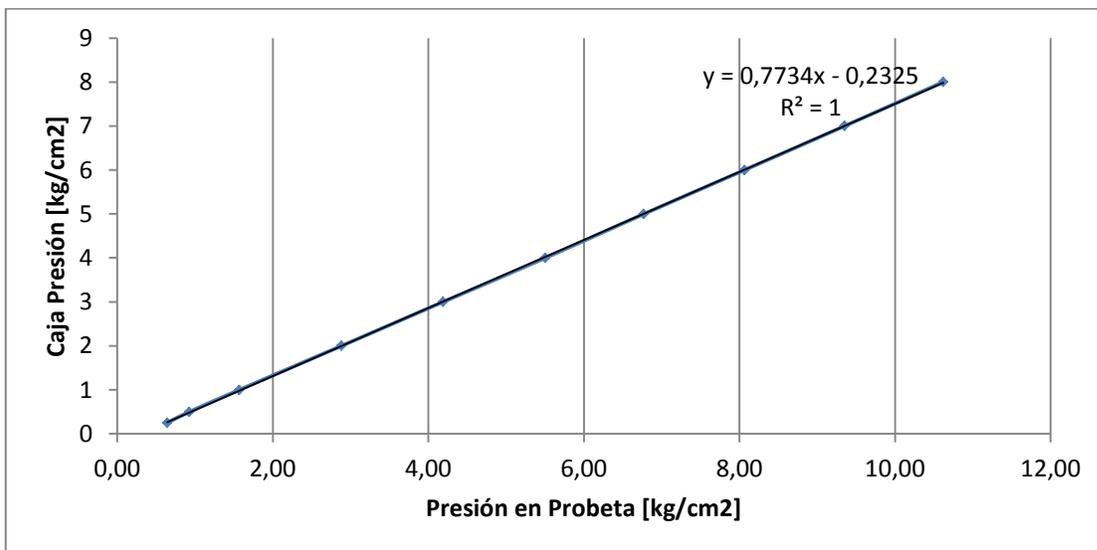


Figura 5.2-4: Calibración Descarga Probeta 2

- Tablas relación de Vacíos v/s Tensión

Tabla 5.2-3: Relación de vacíos para 0% Finos

Tensión (kg/cm ²)	Relación de vacíos
0,01	0,312
0,1	0,31
0,25	0,31
0,5	0,309
1	0,309
2	0,306
4	0,301
8	0,294
14	0,288
8	0,288
0,1	0,292

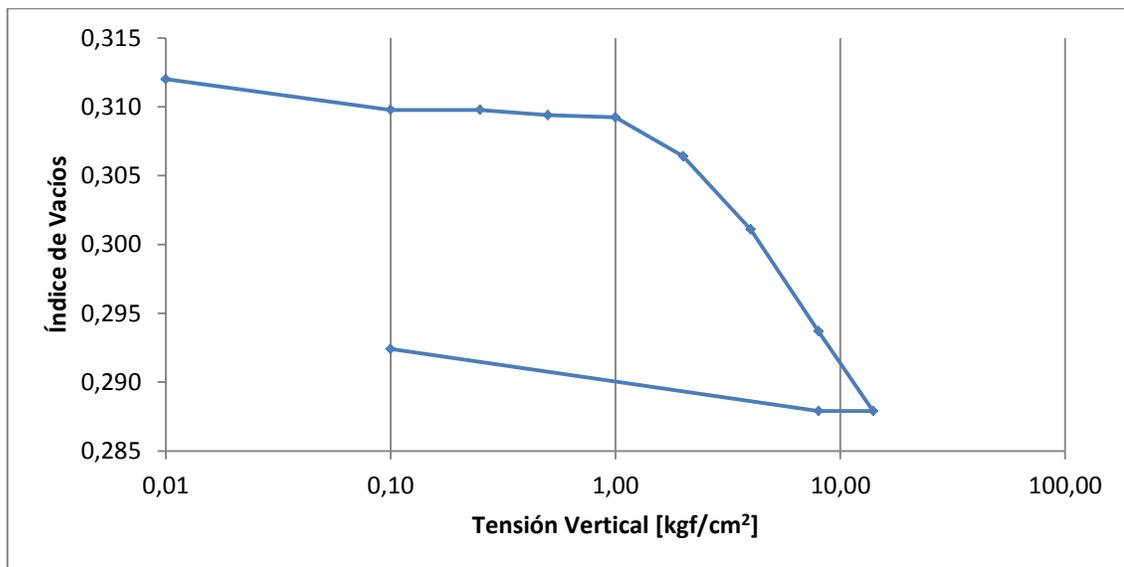


Figura 5.2-5: Índice de Vacíos vs Tensión 0% Finos

Tabla 5.2-4: Relación de vacíos para 4% de Finos

Tensión (kg/cm ²)	Relación de vacíos
0,01	0,312
0,1	0,306
0,25	0,305
0,5	0,303
1	0,299
2	0,293
4	0,285
8	0,274
14	0,266
8	0,266
4	0,267
2	0,268
1	0,268
0,1	0,269

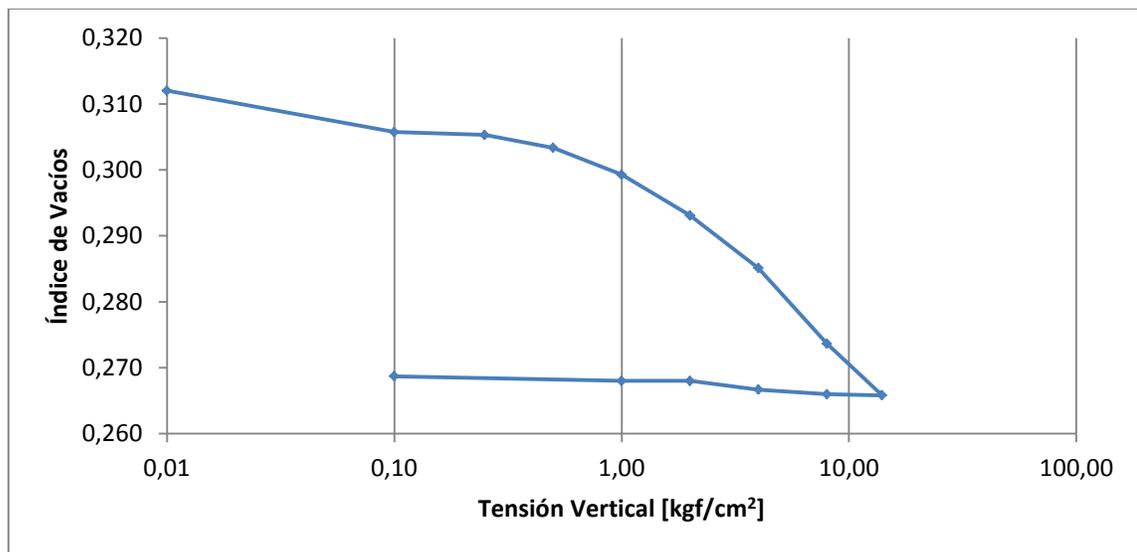


Figura 5.2-6: Índice de Vacíos vs Tensión 4% Finos

Tabla 5.2-5: Relación de vacíos para 8% de Finos

Tensión (kg/cm ²)	Relación de vacíos
0,01	0,312
0,1	0,302
0,25	0,301
0,5	0,299
1	0,294
2	0,289
4	0,281
8	0,27
14	0,265
8	0,265
4	0,265
2	0,266
1	0,267
0,1	0,268

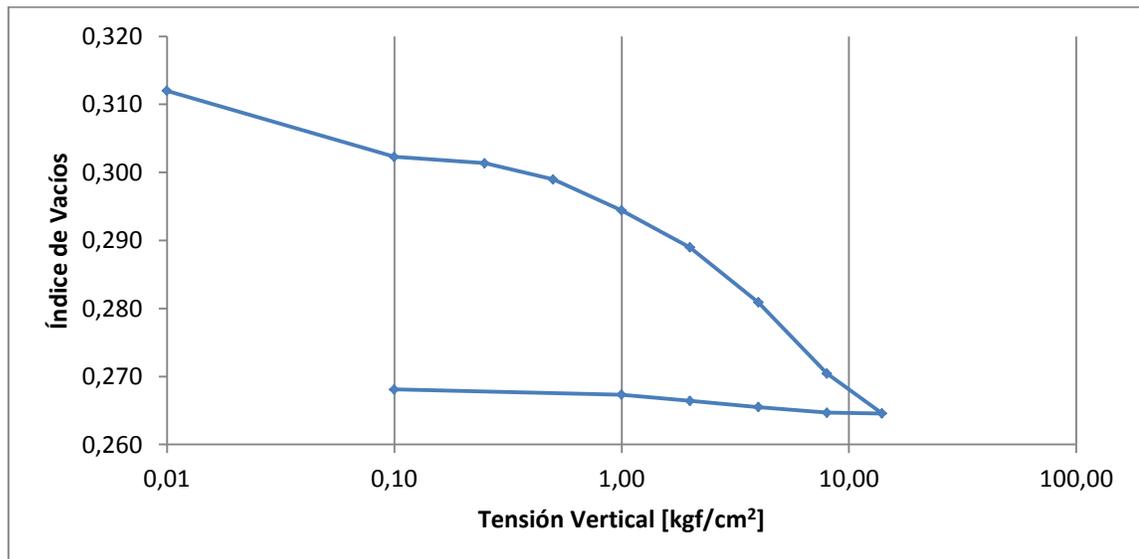


Figura 5.2-7: Índice de Vacíos vs Tensión 8% Finos

Tabla 5.2-6: Relación de vacíos para 10% de Finos

Tensión (kg/cm ²)	Relación de vacíos
0,01	0,312
0,1	0,311
0,25	0,311
0,5	0,306
1	0,303
2	0,296
4	0,29
8	0,284
14	0,279
4	0,277
2	0,277
1	0,277
0,5	0,278

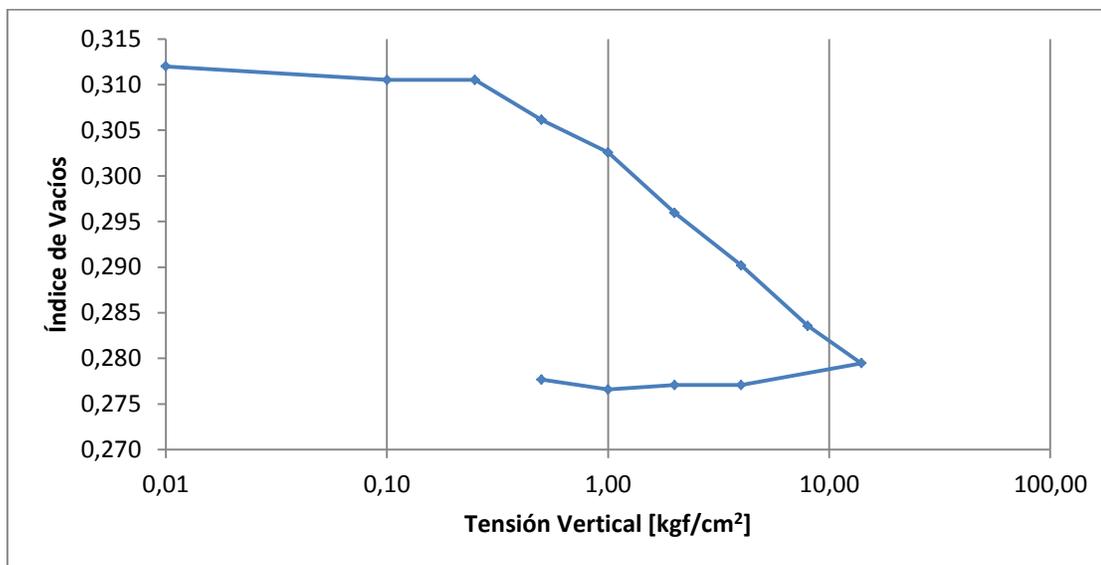


Figura 5.2-8: Índice de Vacíos vs Tensión 10% Finos

Tabla 5.2-7: Relación de vacíos para DR = 70%

Tensión (kg/cm ²)	Relación de vacíos
0,01	0,694
0,1	0,689
0,1 (Saturación)	0,650
0,25	0,622
2	0,545
0,1	0,550
0,25	0,550
0,5	0,548
1	0,546
2	0,534
4	0,495
8	0,463
14	0,432
8	0,432
4	0,433
2	0,435
1	0,436
0,5	0,438
0,1	0,444

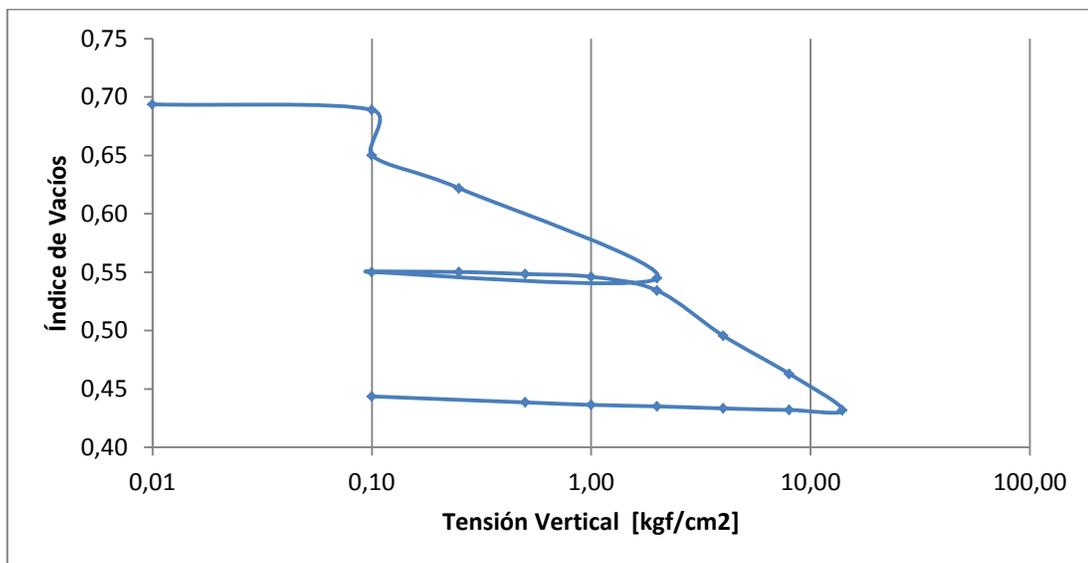


Figura 5.2-9: Ensayo Consolidación a DR = 70%

Tabla 5.2-8: Relación de vacíos para DR = 60%

Tensión (kg/cm ²)	Relación de vacíos
0,01	0,750
0,1	0,749
0,1 (Saturación)	0,707
0,25	0,692
0,5	0,670
2	0,586
0,1	0,595
0,25	0,595
0,5	0,594
1	0,590
2	0,566
4	0,519
8	0,492
14	0,465
8	0,465
4	0,466
2	0,468
1	0,470
0,5	0,472
0,1	0,478

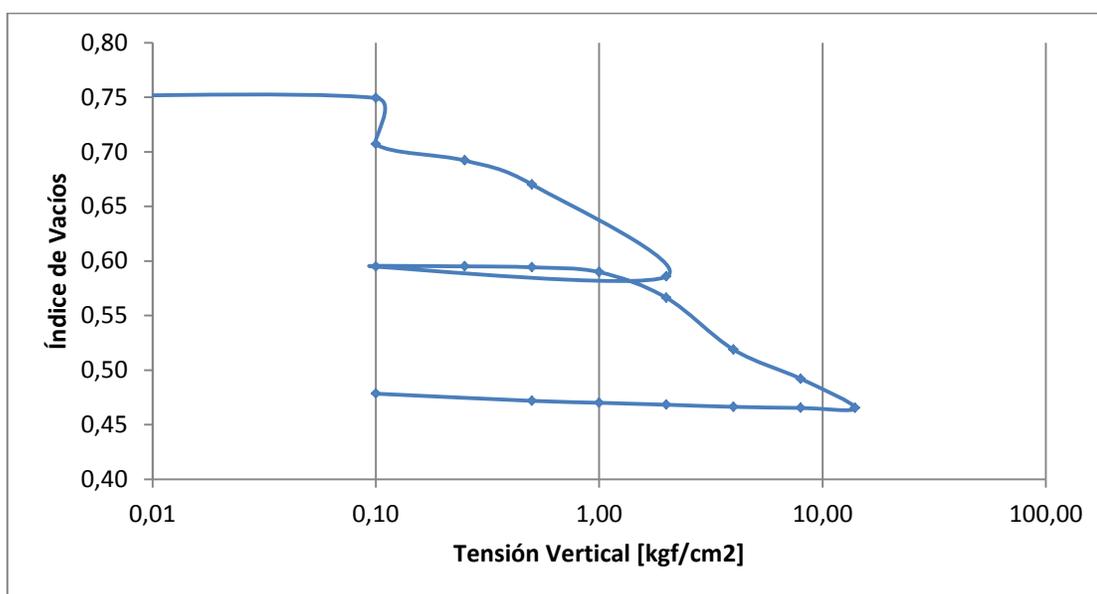


Figura 5.2-10: Ensayo Consolidación a DR = 60%

- Distribuciones Granulométricas

Se presentan los resultados de granulometría para la clasificación de la muestra y ensayos realizados.

Tabla 5.2-9: Granulometrías Muestras 1776-1; 1776-2; 1776-3

Muestra	1776-1		1776-2		1776-3	
Tamiz (ASTM)	Peso Retenido (gr)	% en peso que Pasa (gr)	Peso Retenido (gr)	% en peso que Pasa (gr)	Peso Retenido (gr)	% en peso que Pasa (gr)
2 1/2"	0	100	0	100	0	100
2"	566	96,7	0	100	286	98,2
1 1/2"	784	92,1	1138	94,2	1006	91,8
1"	3532	71,4	4623	70,7	3566	69,1
3/4"	1948	60,0	2333	58,8	1379	60,3
3/8"	3299	40,7	3719	39,9	3068	40,8
Nº4	2247	27,5	2888	25,2	2683	23,7
Lavado (gr)	500,12		501,13		510,1	
Nº10	89,92	22,6	66,92	21,8	86,41	19,7
Nº20	74,23	18,5	80,62	17,7	79,57	16,0
Nº40	45,53	16,0	50,63	15,2	49,75	13,7
Nº60	30,88	14,3	33,78	13,5	34,9	12,1
Nº140	43,02	11,9	45,13	11,2	48,96	9,8
Nº200	15,48	11,0	13,37	10,5	18,48	8,9

Tabla 5.2-10: % que pasa previo y posterior a consolidación para 0% Finos

Diámetro Malla [mm]	% que pasa	
	Pre-Ensayo	Post-Ensayo
2 1/2"	100,00	100,00
2"	100,00	100,00
1 1/2"	91,88	93,91
1"	67,06	71,81
3/4"	55,16	59,90
3/8"	33,75	41,08
Nº 4	17,06	28,39
Nº 10	12,50	22,53
Nº 20	8,09	16,97
Nº 40	5,38	13,94
Nº 60	3,52	11,17
Nº 140	0,93	8,03
Nº 200	0,00	6,68

Tabla 5.2-11: % que pasa previo y posterior a consolidación para 4% Finos

Diámetro Malla [mm]	% que pasa	
	Pre-Ensayo	Post-Ensayo
2 1/2"	100,00	100,00
2"	100,00	100,00
1 1/2"	92,20	92,83
1"	68,38	73,32
3/4"	56,95	63,87
3/8"	36,40	45,71
Nº 4	20,38	31,47
Nº 10	16,00	26,77
Nº 20	11,76	22,08
Nº 40	9,16	18,61
Nº 60	7,38	16,39
Nº 140	4,89	12,85
Nº 200	4,00	12,04

Tabla 5.2-12: % que pasa previo y posterior a consolidación para 8% Finos

Diámetro Malla [mm]	% que pasa	
	Pre-Ensayo	Post-Ensayo
2 1/2"	100,00	100,00
2"	100,00	100,00
1 1/2"	92,53	93,84
1"	69,70	71,89
3/4"	58,74	61,18
3/8"	39,05	43,19
Nº 4	23,70	31,26
Nº 10	19,50	26,01
Nº 20	15,44	20,84
Nº 40	12,95	17,05
Nº 60	11,24	14,68
Nº 140	8,85	10,95
Nº 200	8,00	10,15

Tabla 5.2-13: % que pasa previo y posterior a consolidación para 10% Finos

Diámetro Malla [mm]	% que pasa	
	Pre-Ensayo	Post-Ensayo
2 1/2"	100,00	100,00
2"	100,00	100,00
1 1/2"	92,70	92,87
1"	70,39	73,03
3/4"	59,69	62,63
3/8"	40,44	46,15
Nº 4	25,44	34,13
Nº 10	21,34	28,98
Nº 20	17,37	24,91
Nº 40	14,94	21,97
Nº 60	13,27	19,73
Nº 140	10,93	16,90
Nº 200	10,10	15,64

Tabla 5.2-14: % que pasa previo y posterior a consolidación para ensayo de influencia de 4% Finos

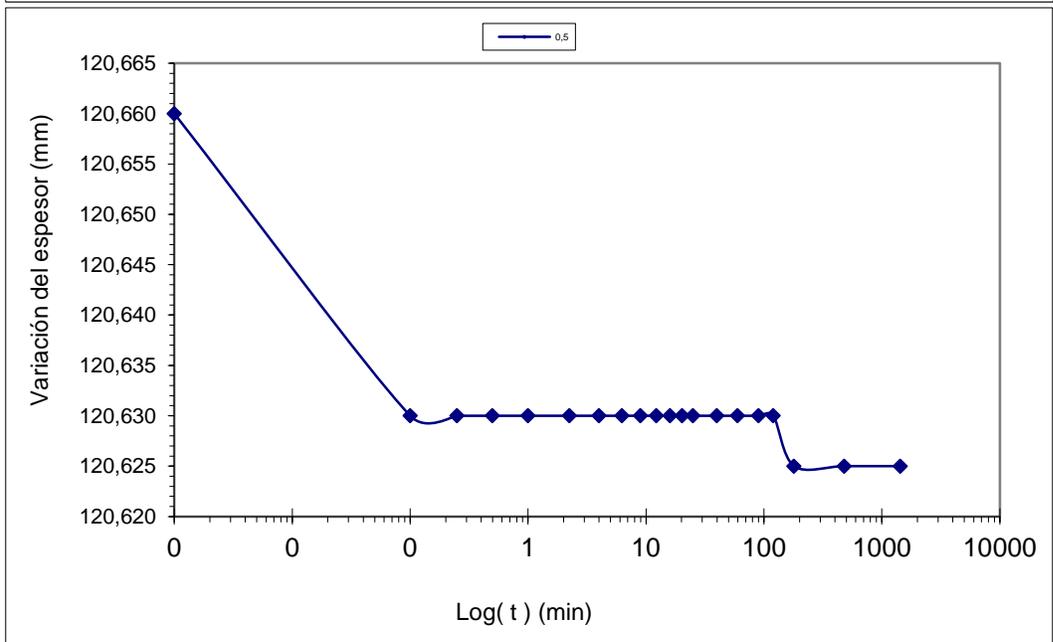
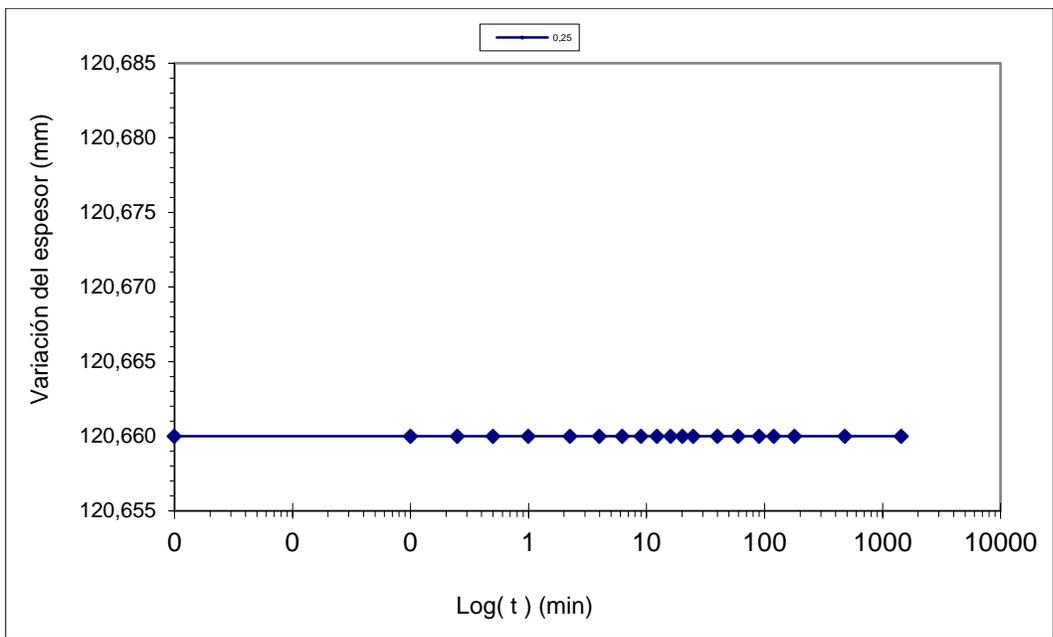
Diámetro Malla [mm]	% que pasa	
	Pre-Ensayo	Post-Ensayo
2 1/2"	100,00	100,00
2"	100,00	100,00
1 1/2"	92,20	93,67
1"	68,38	70,82
3/4"	56,95	61,64
3/8"	36,40	43,89
Nº 4	20,38	29,83
Nº 10	16,00	25,07
Nº 20	11,76	20,24
Nº 40	9,16	16,75
Nº 60	7,38	14,53
Nº 140	4,89	10,58
Nº 200	4,00	10,18

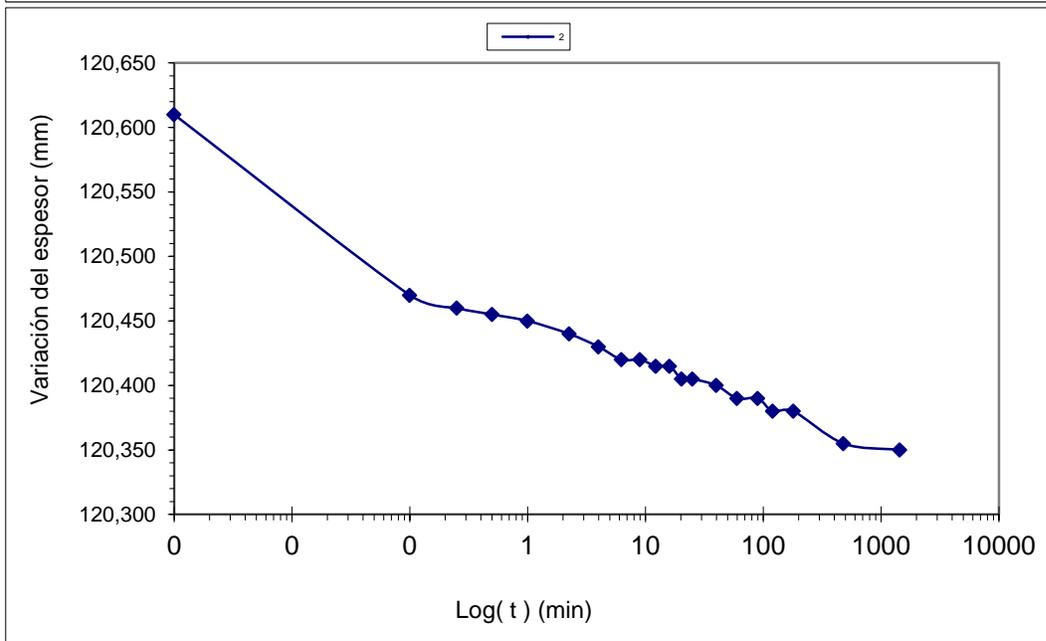
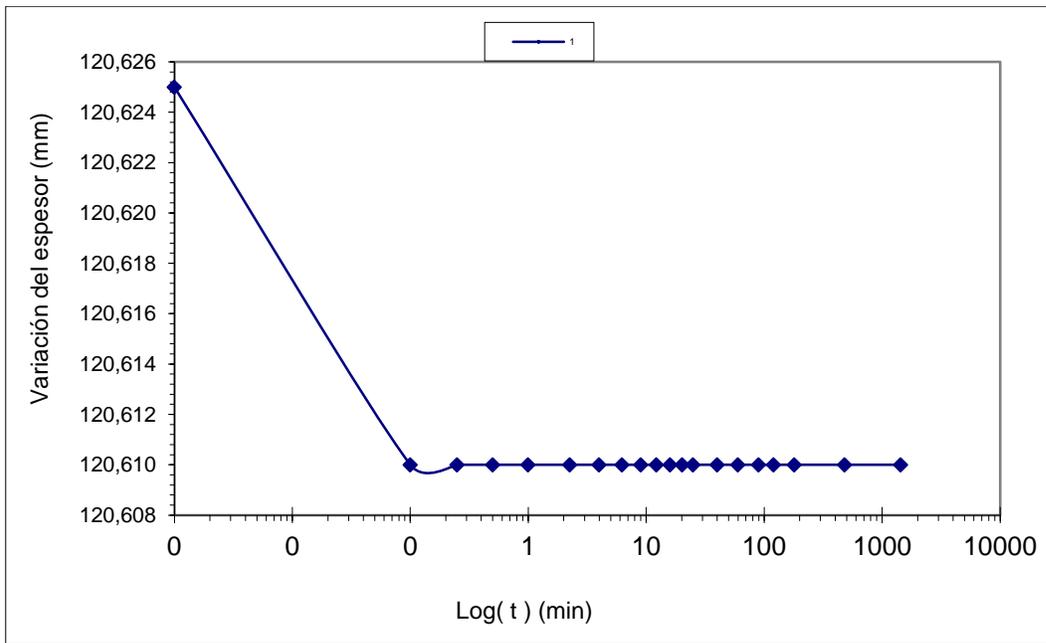
Tabla 5.2-15: % que pasa previo y posterior a consolidación para DR 70%

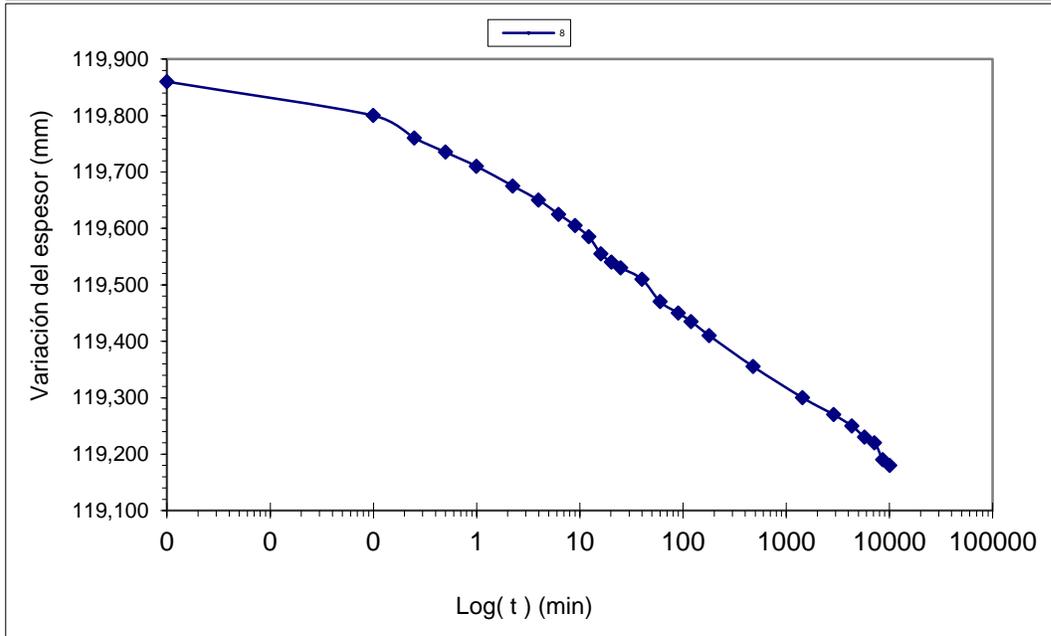
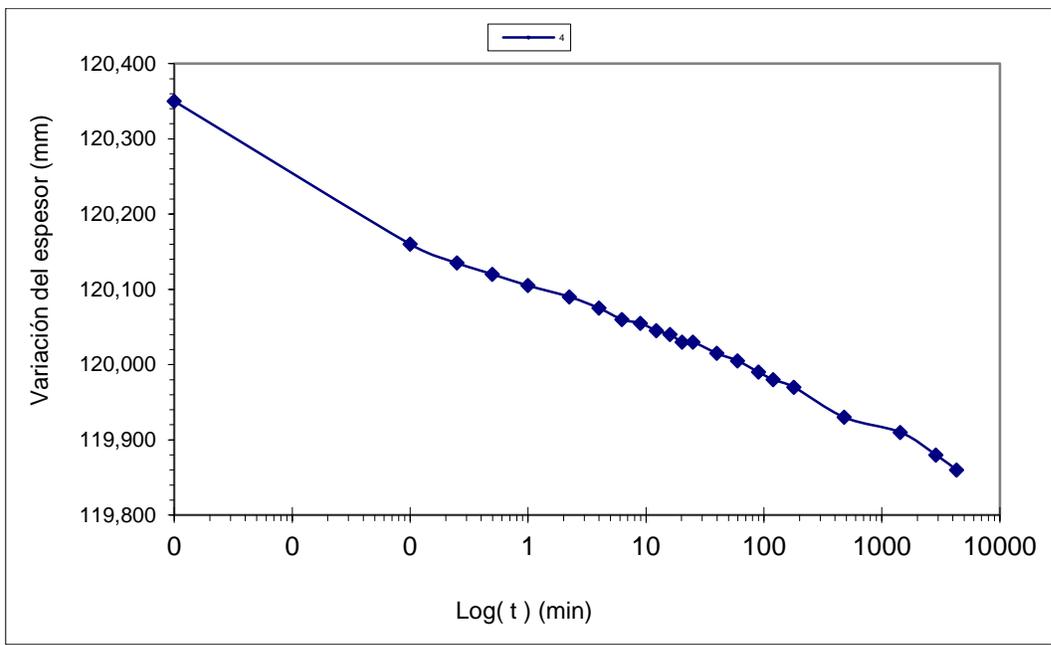
Diámetro Malla [mm]	% que pasa	
	Pre-Ensayo	Post-Ensayo
2 1/2"	100,00	100,00
2"	100,00	100,00
1 1/2"	92,70	92,88
1"	70,40	74,61
3/4"	59,70	66,79
3/8"	40,47	48,26
Nº 4	25,47	33,46
Nº 10	21,37	27,57
Nº 20	17,40	22,49
Nº 40	14,97	19,30
Nº 60	13,30	17,13
Nº 140	10,97	13,85
Nº 200	10,13	13,06

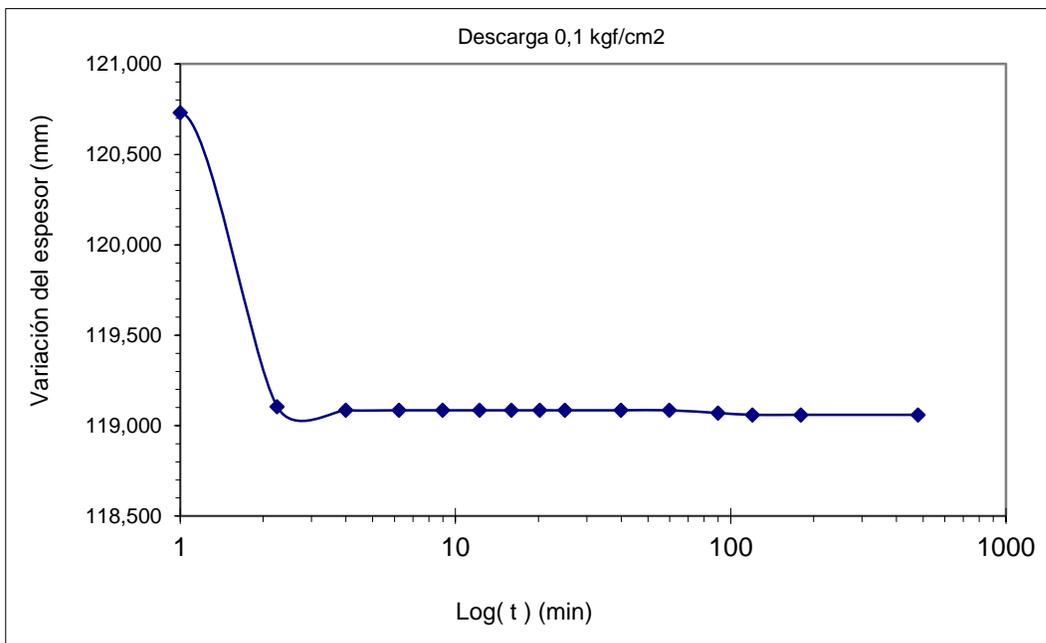
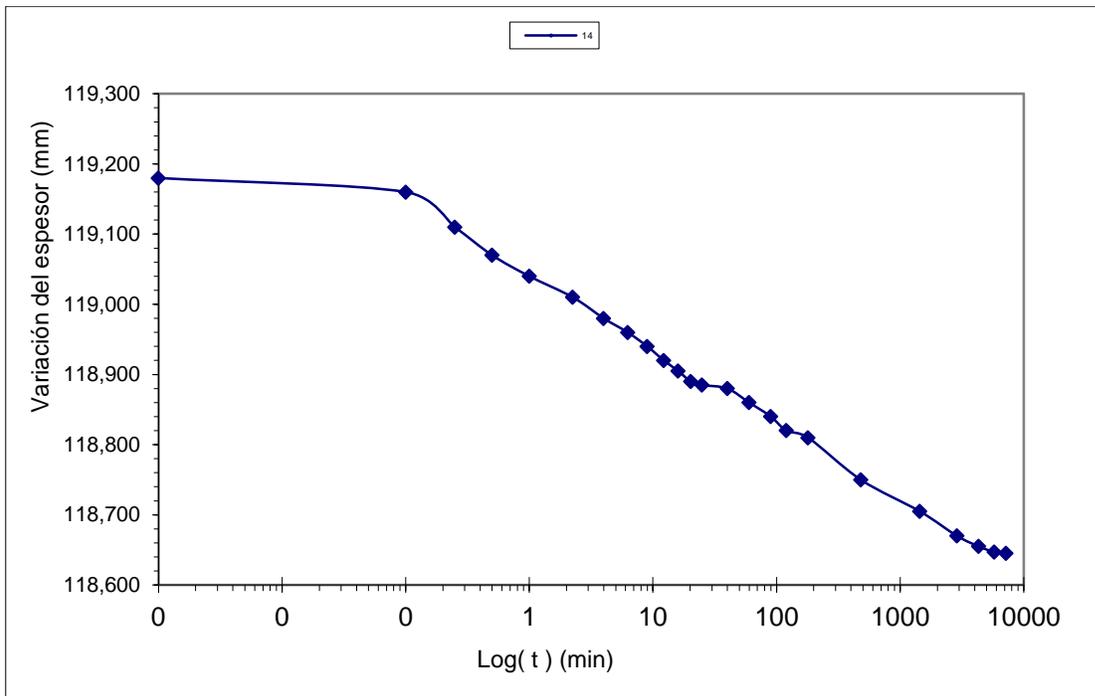
Tabla 5.2-16: % que pasa previo y posterior a consolidación para DR 60%

Diámetro Malla [mm]	% que pasa	
	Pre-Ensayo	Post-Ensayo
2 1/2"	100,00	100,00
2"	100,00	100,00
1 1/2"	92,70	93,55
1"	70,40	74,29
3/4"	59,70	65,59
3/8"	40,47	47,49
Nº 4	25,47	30,48
Nº 10	21,37	25,04
Nº 20	17,40	20,20
Nº 40	14,97	17,20
Nº 60	13,30	15,25
Nº 140	10,97	12,36
Nº 200	10,13	11,66



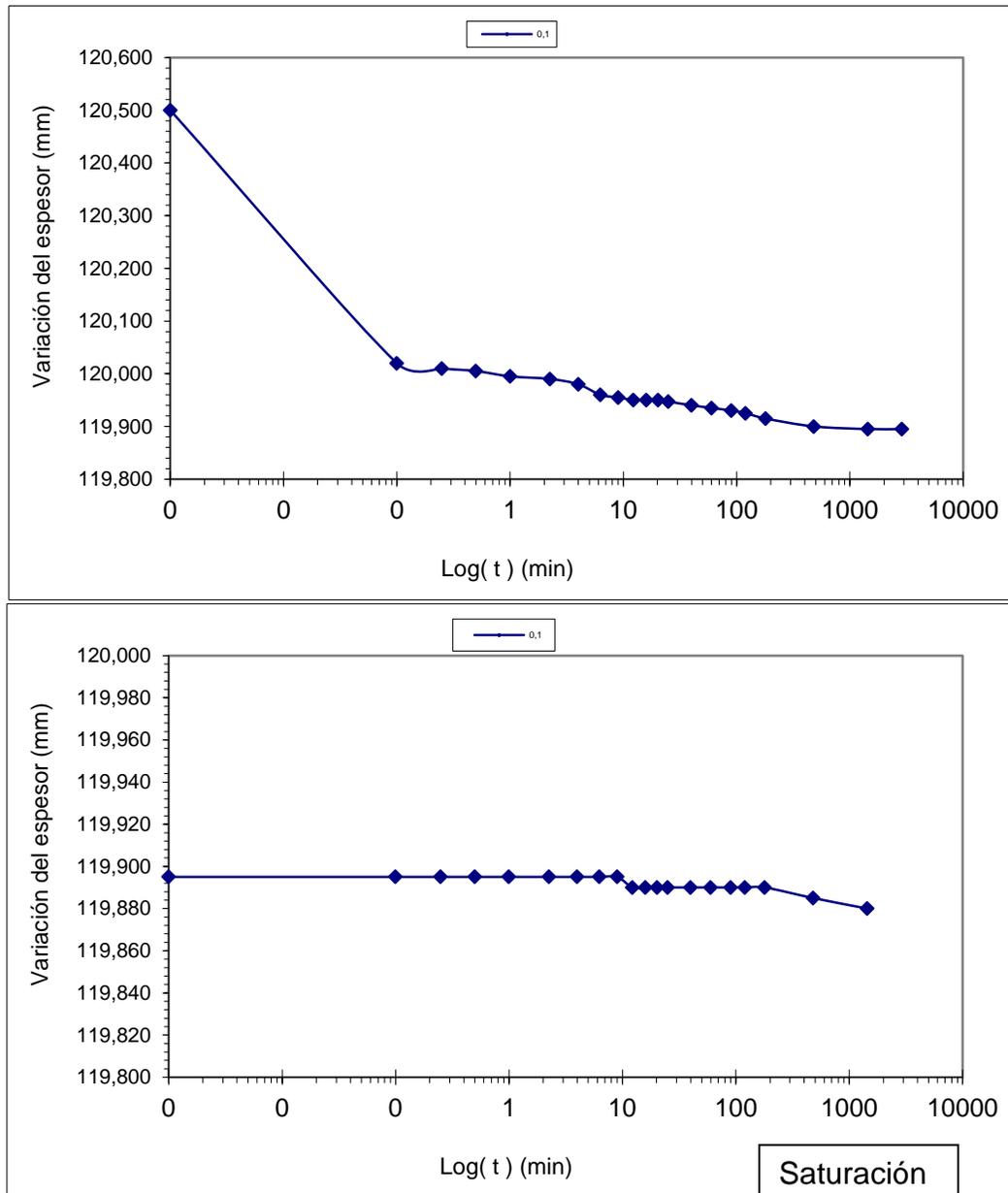


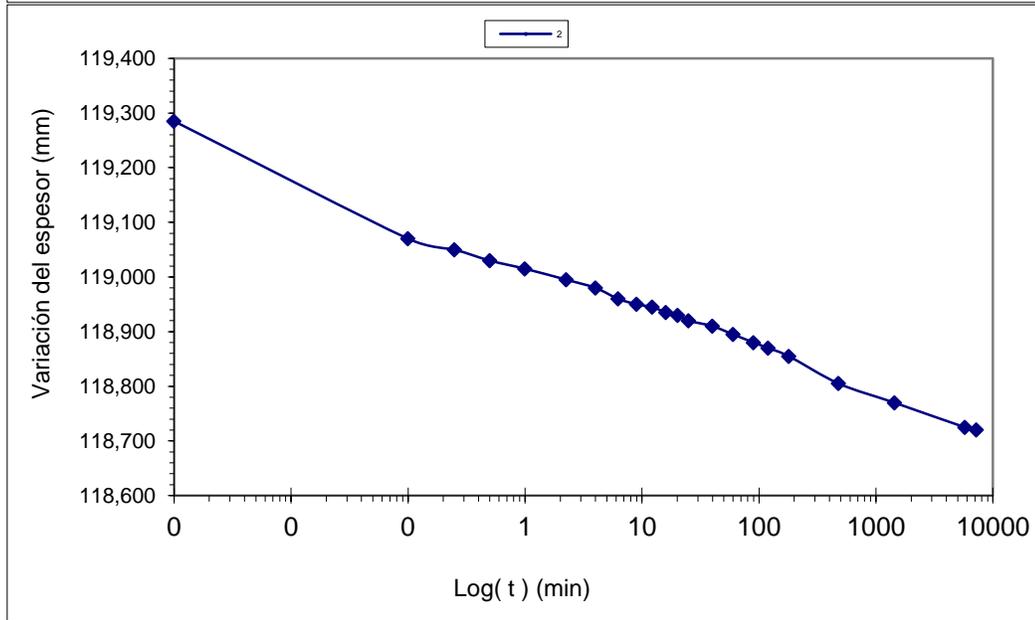
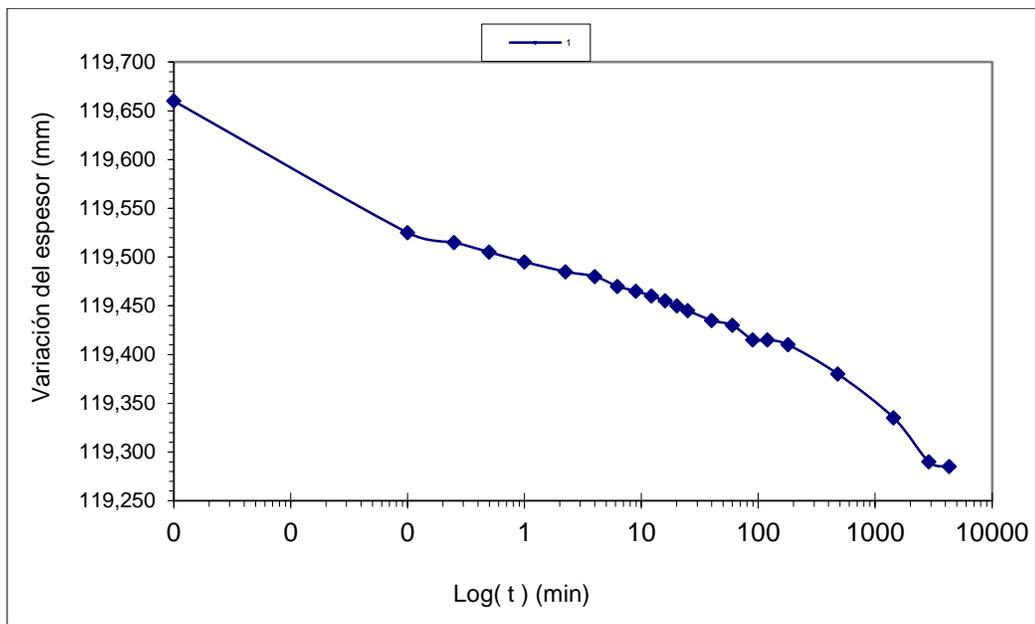


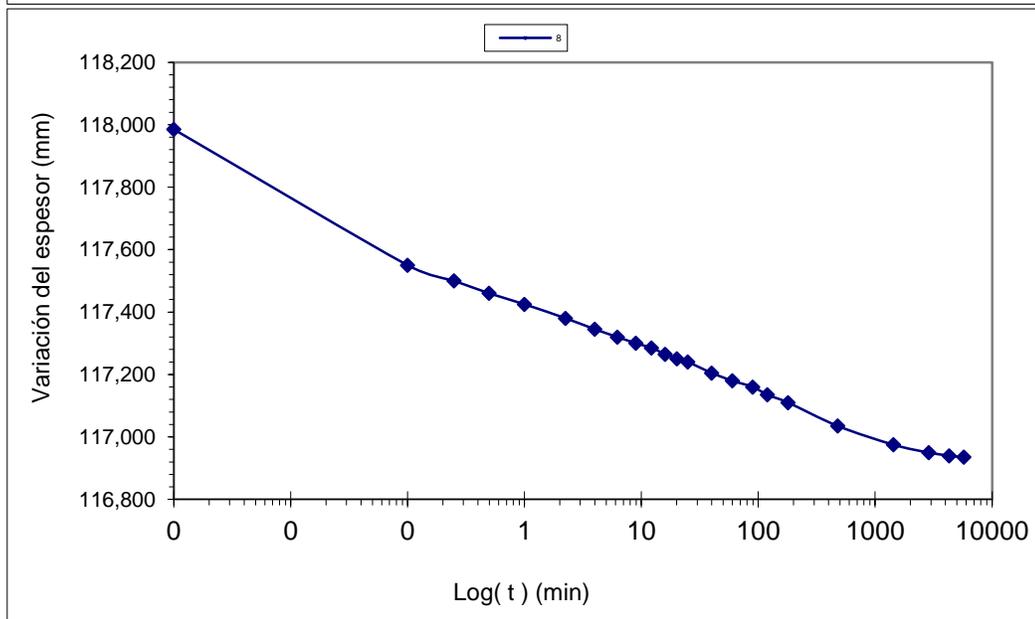
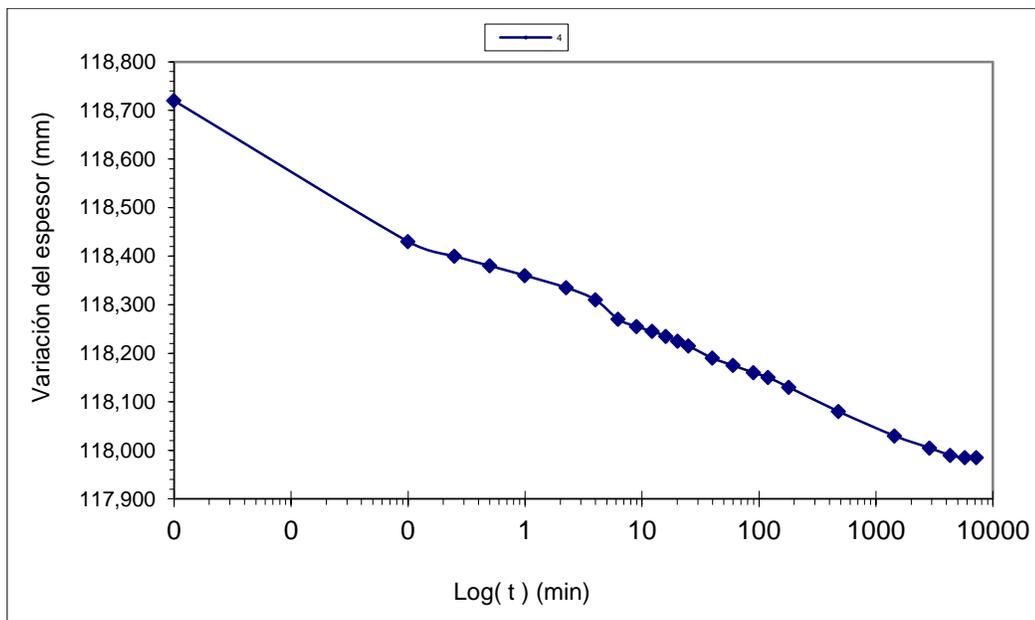


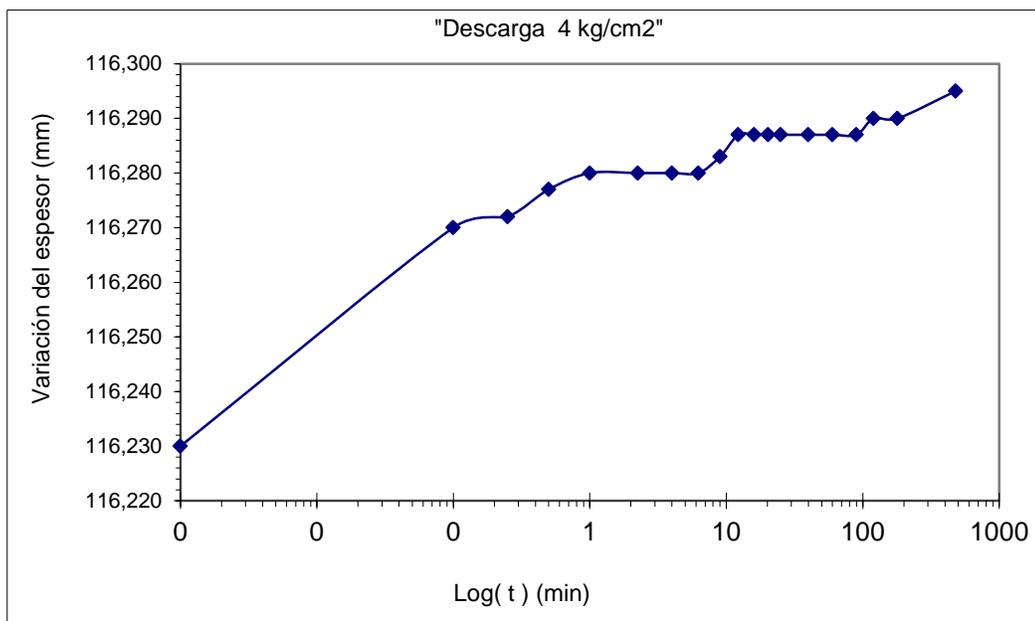
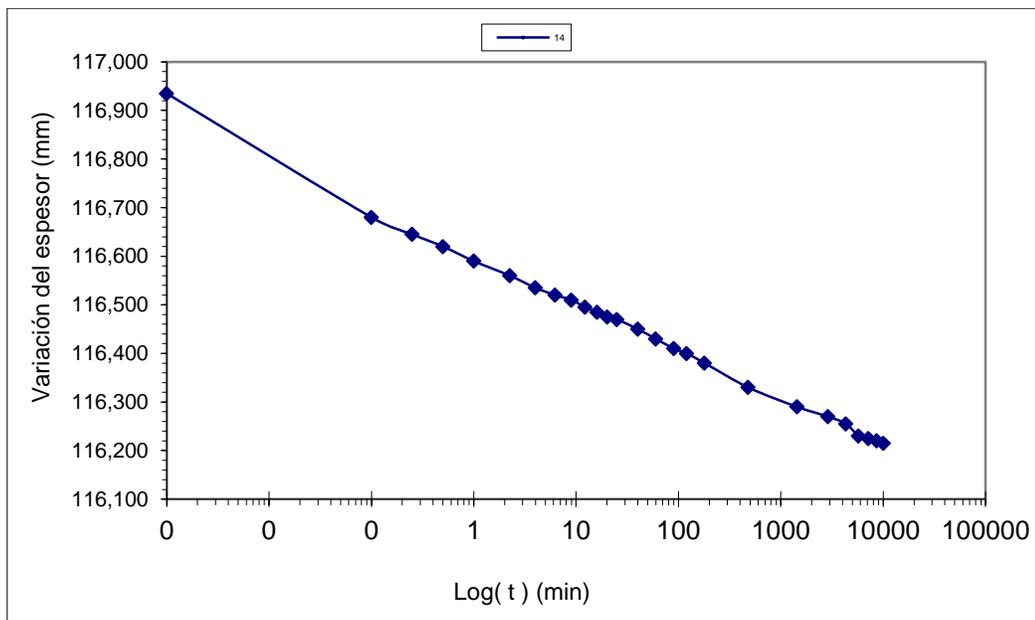
2) 4% Finos

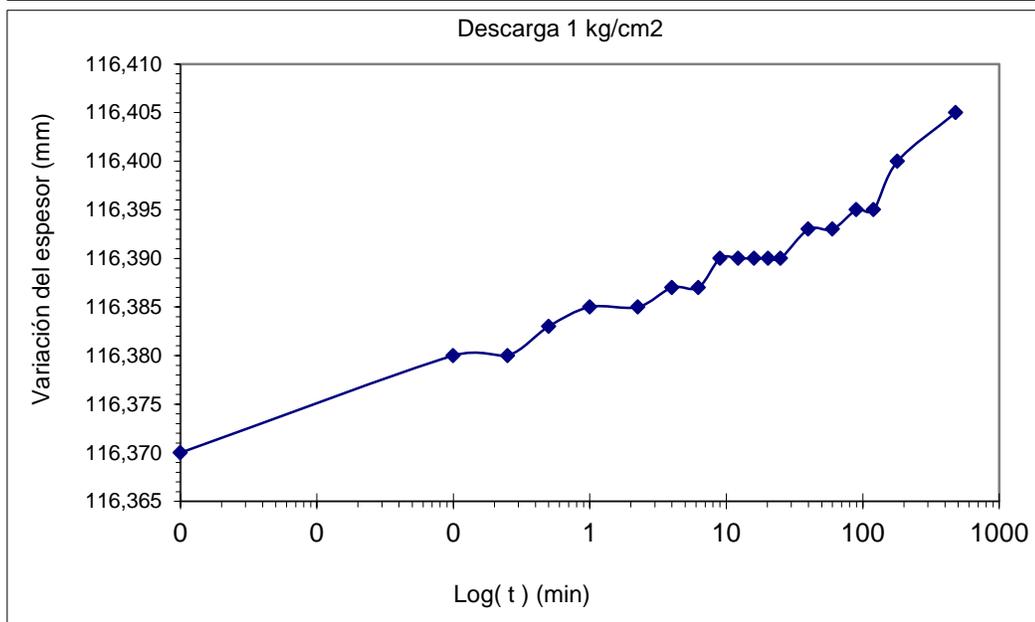
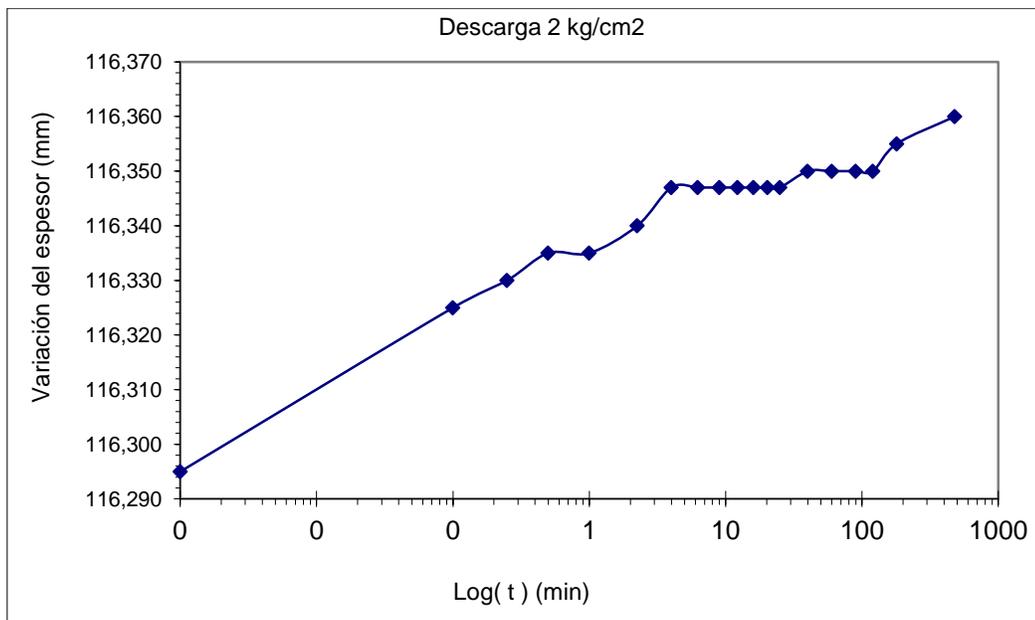
Método de Casagrande

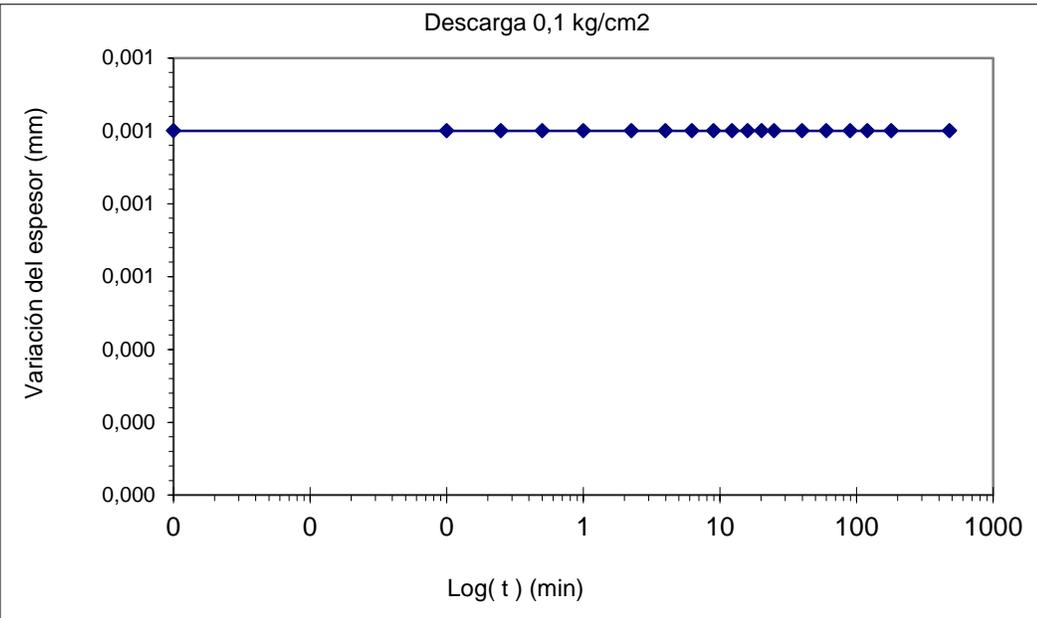
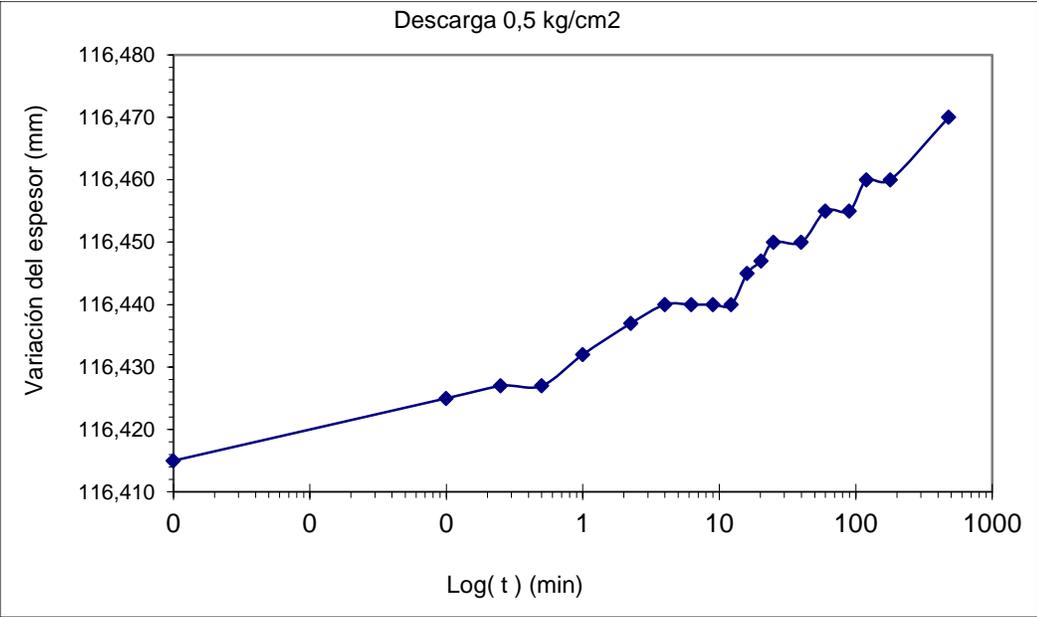






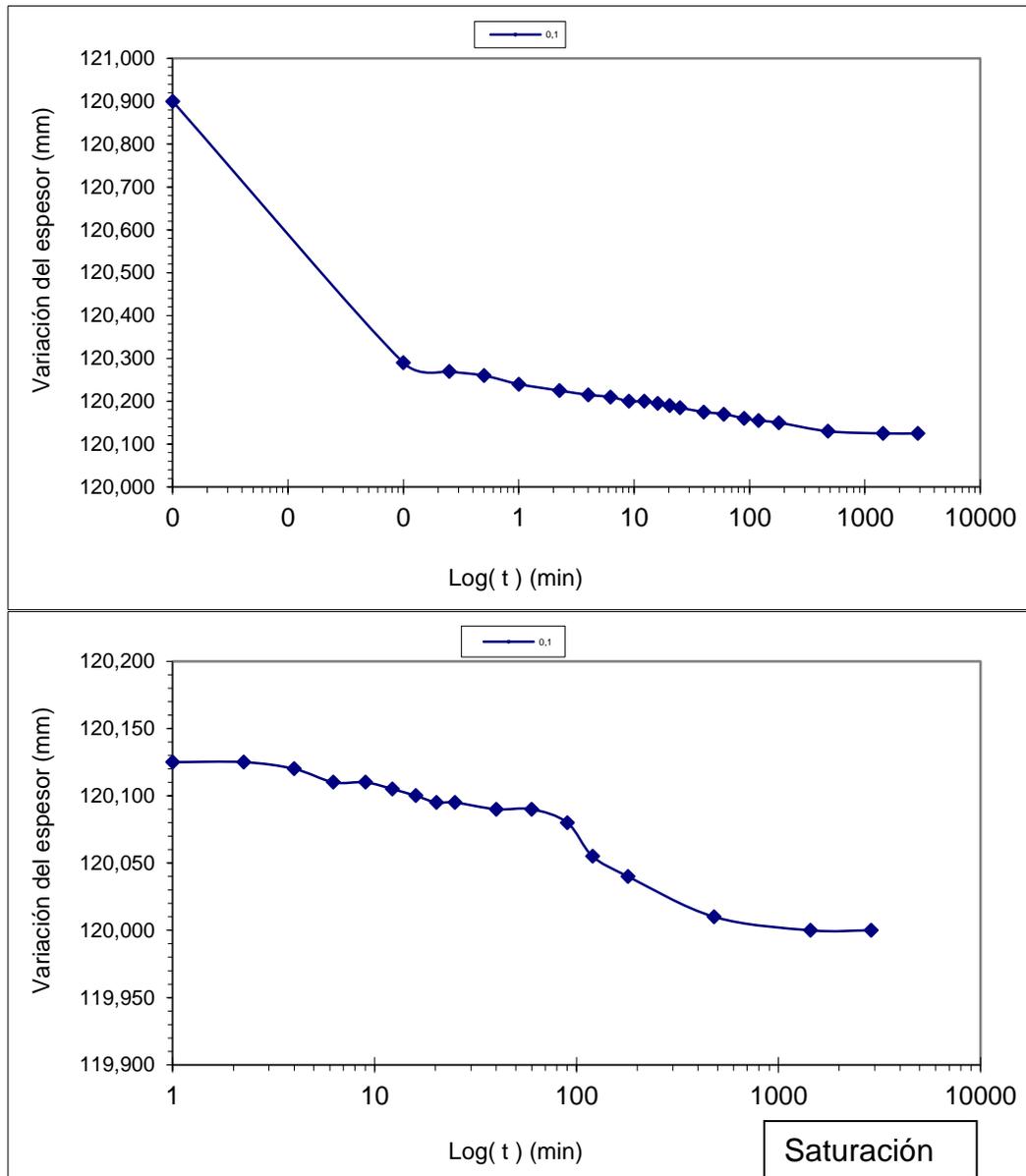


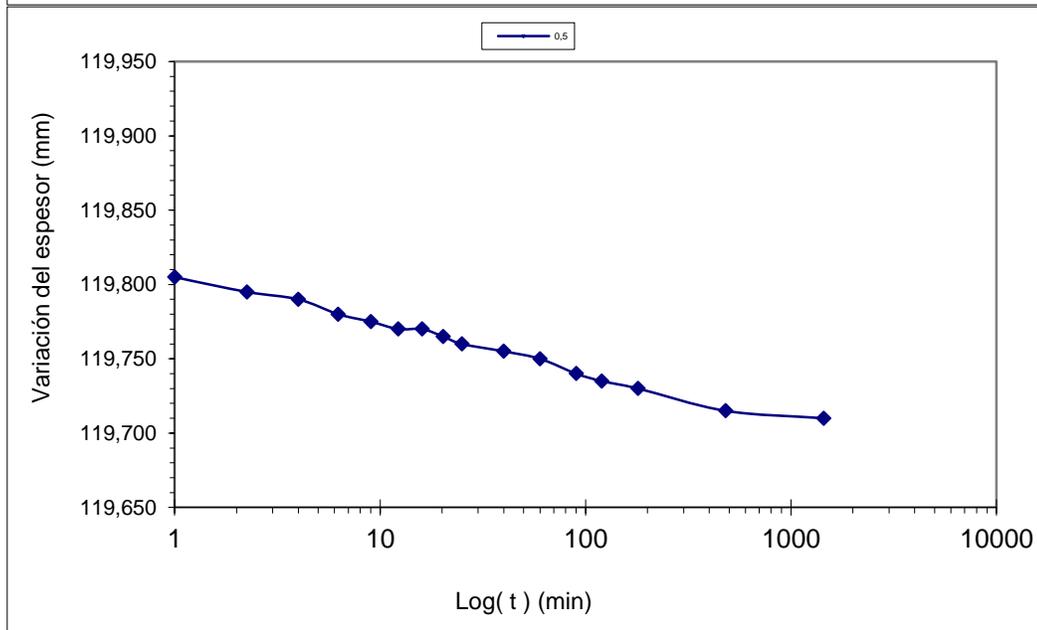
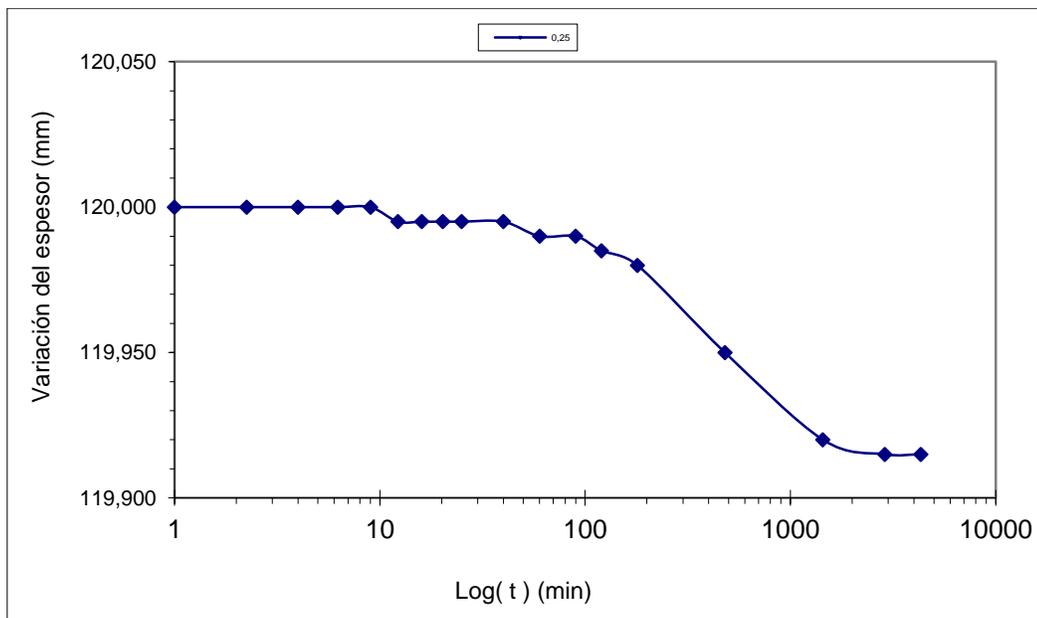


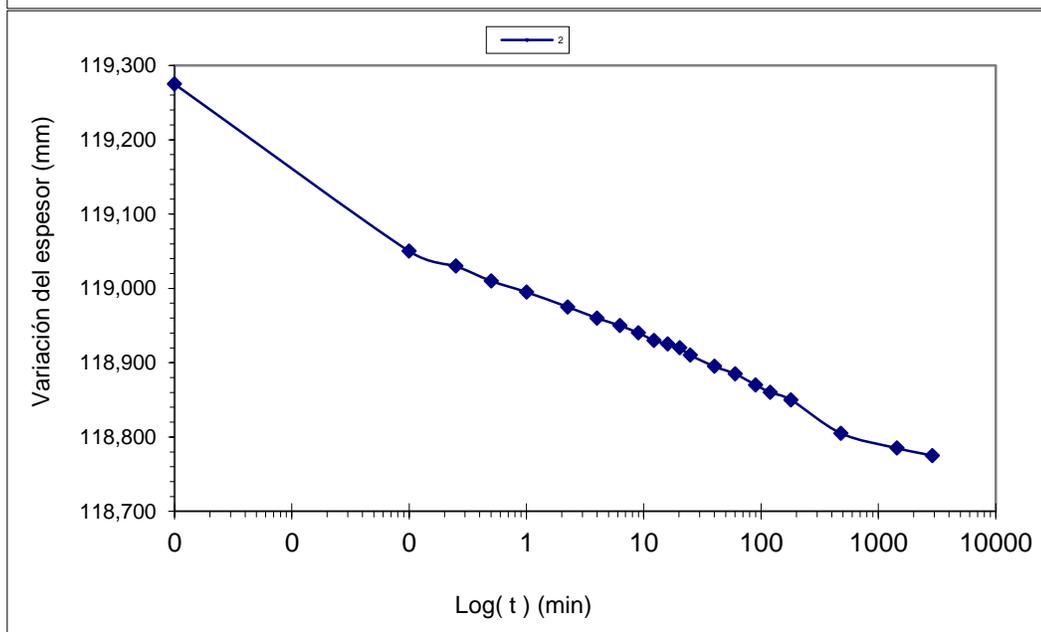
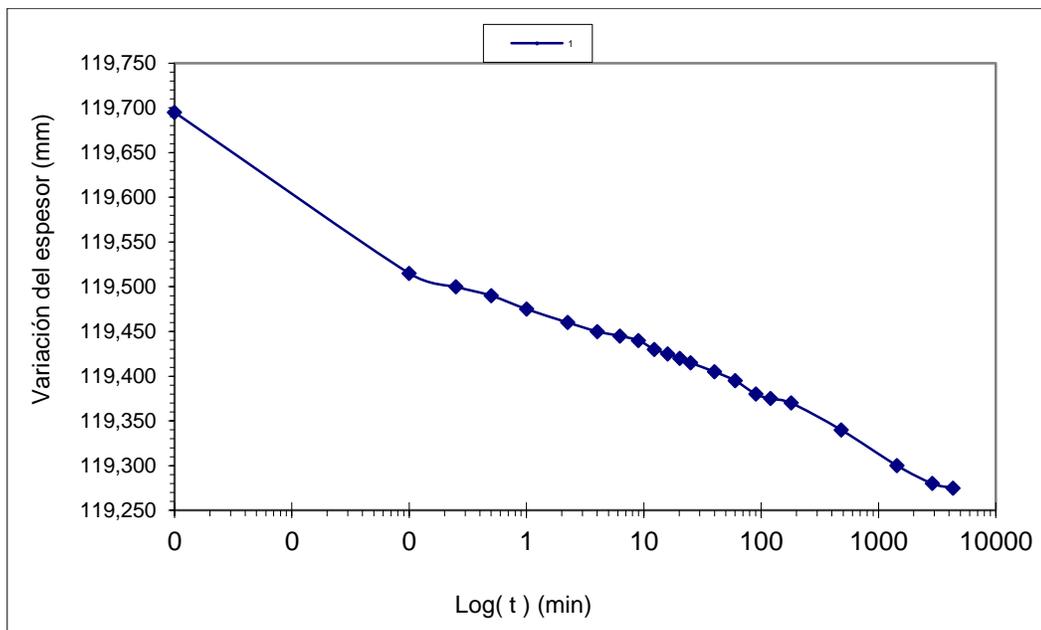


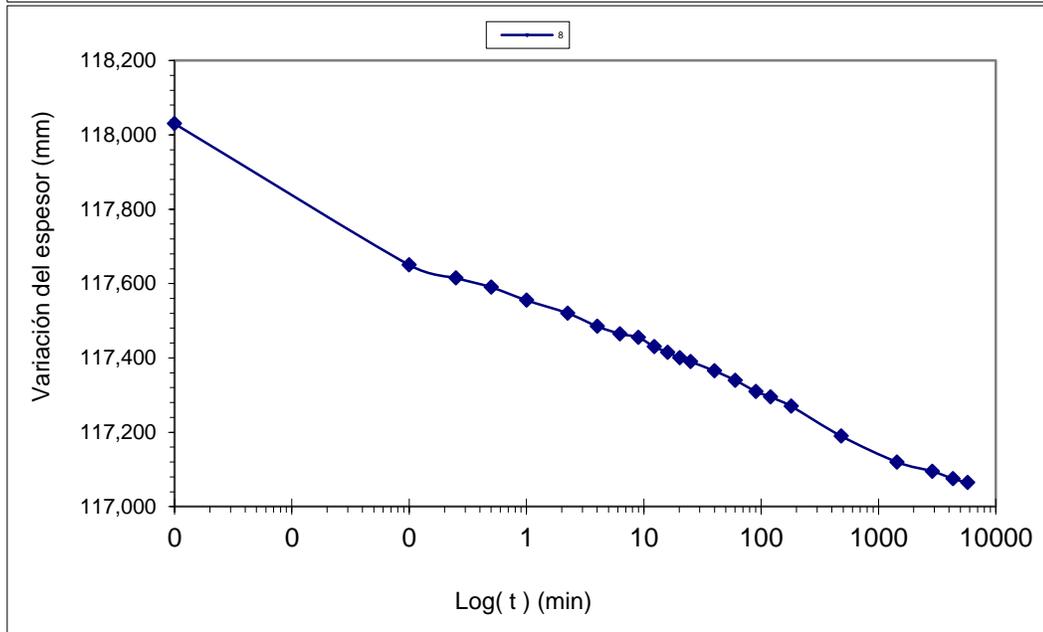
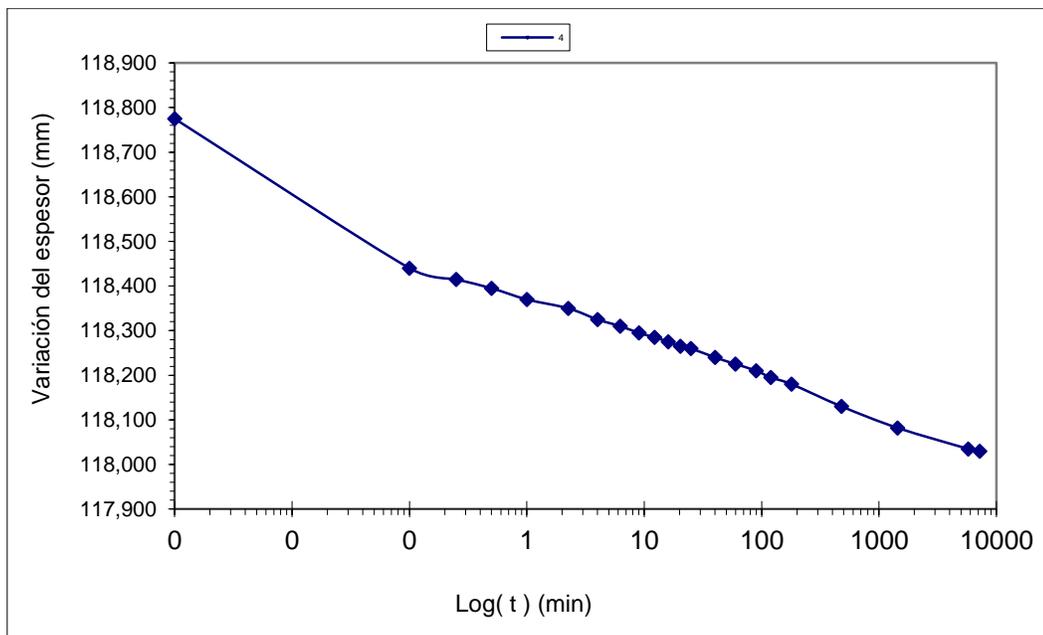
3) 8% Finos

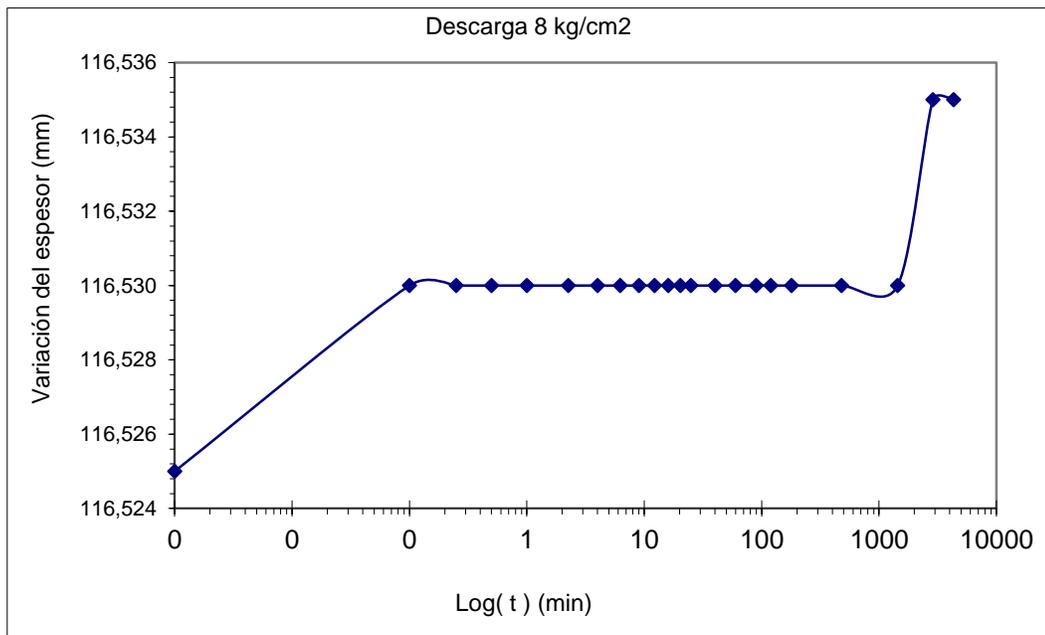
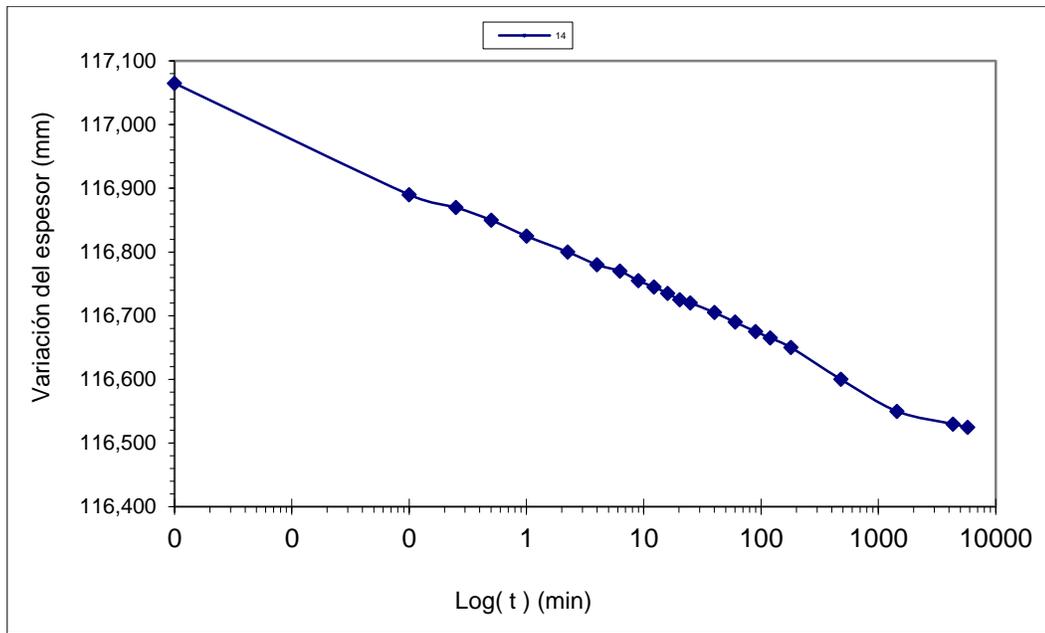
Método de Casagrande

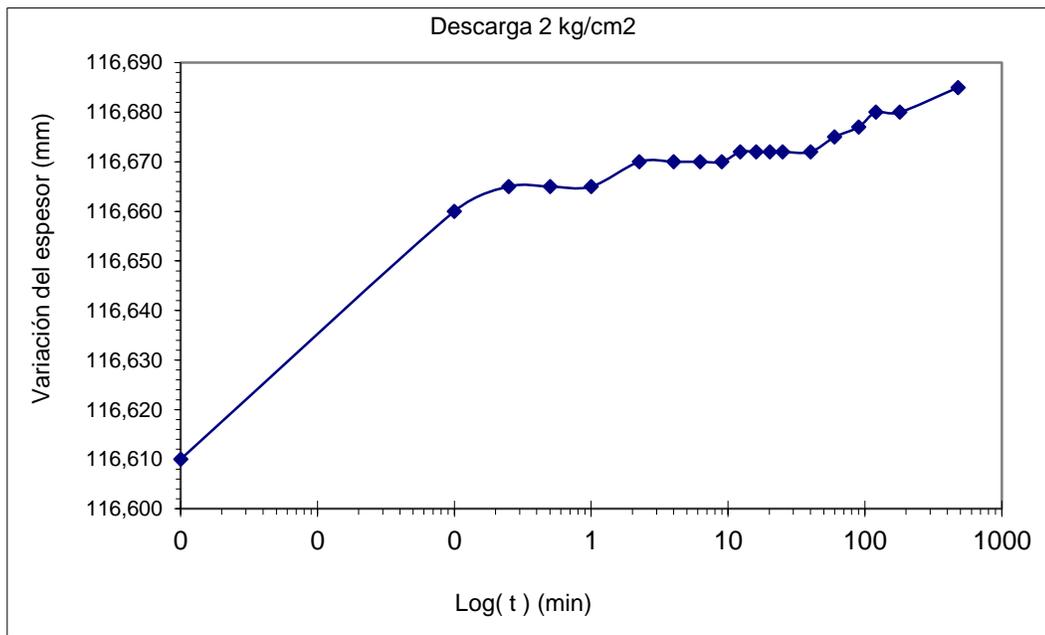
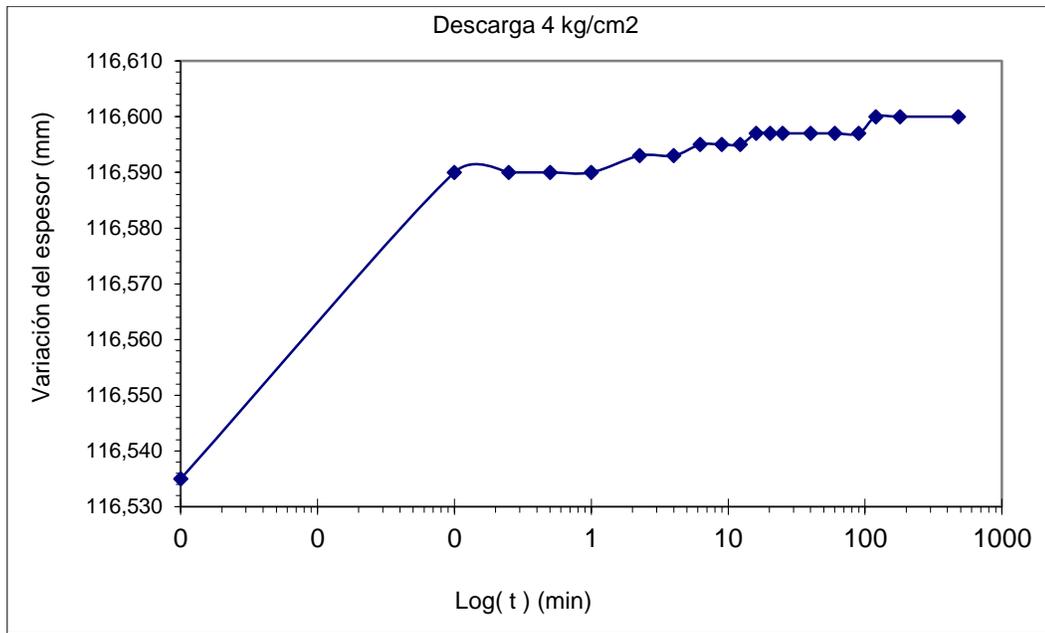


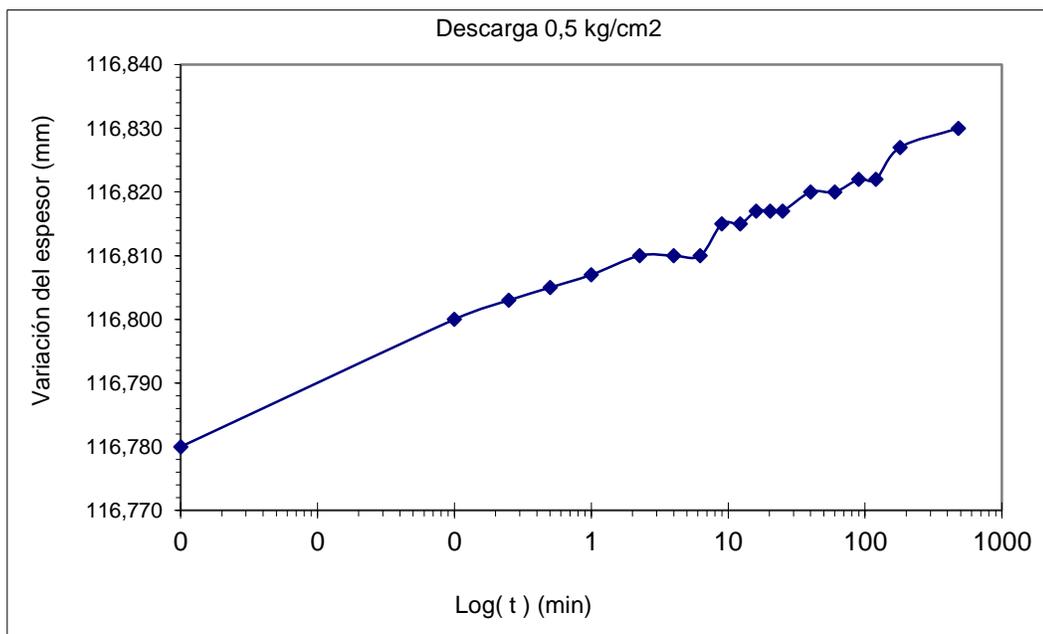
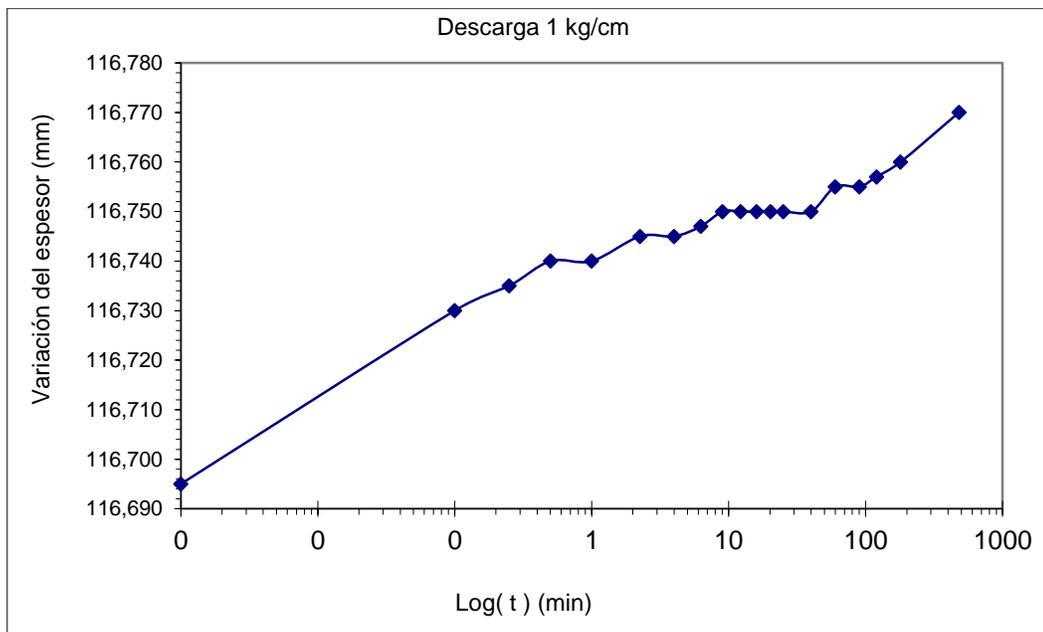


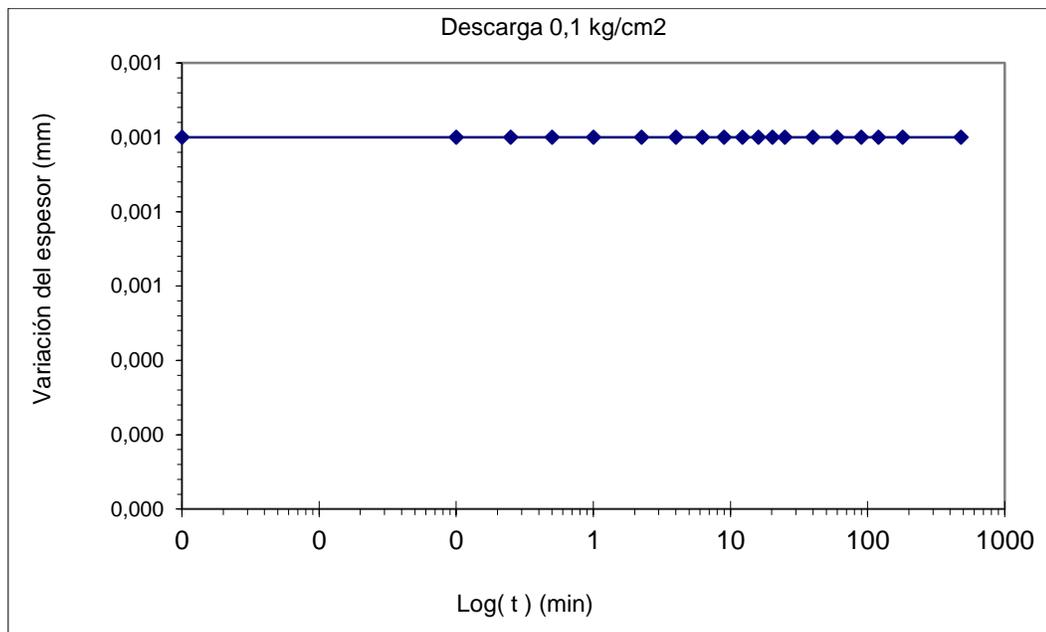






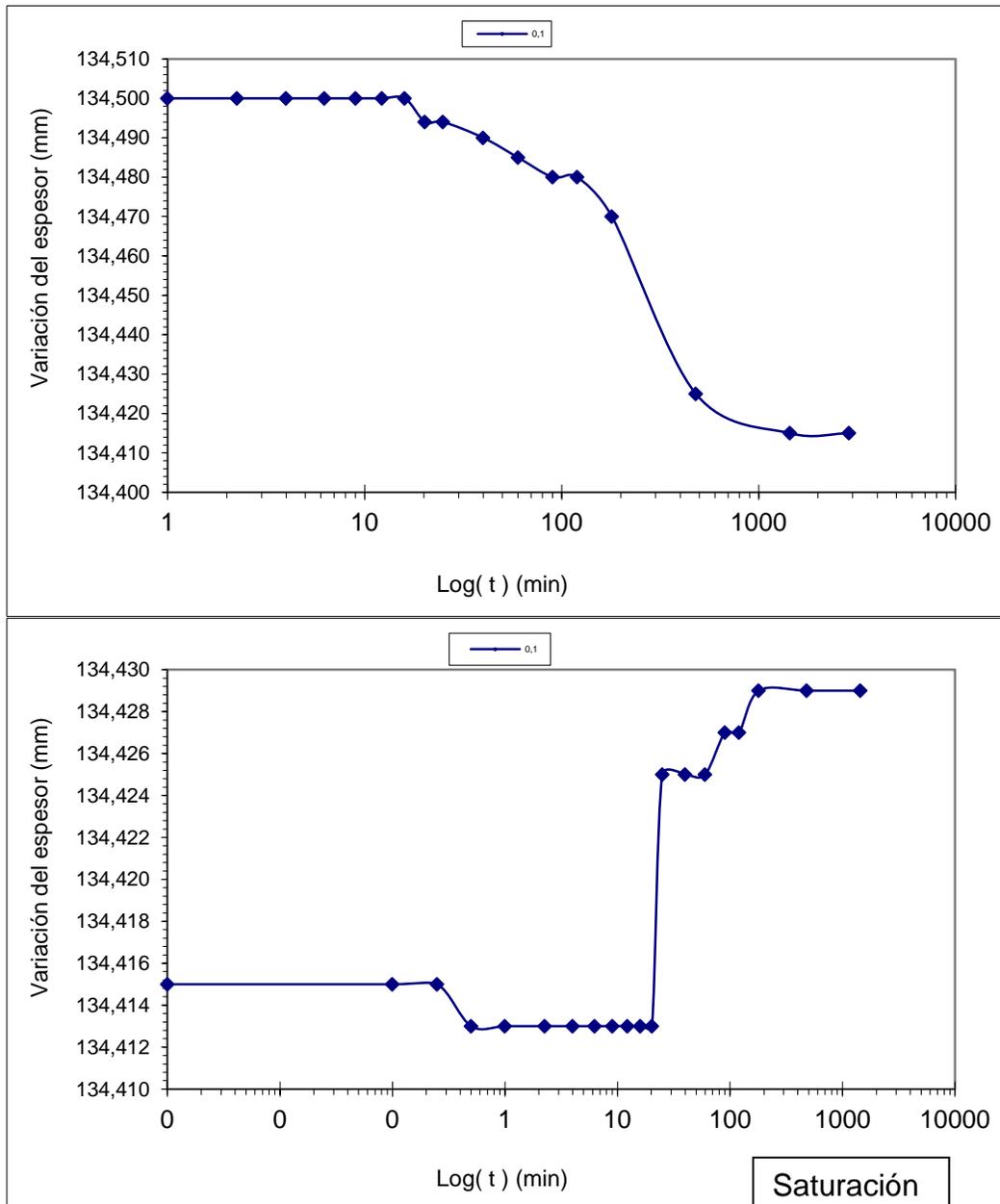


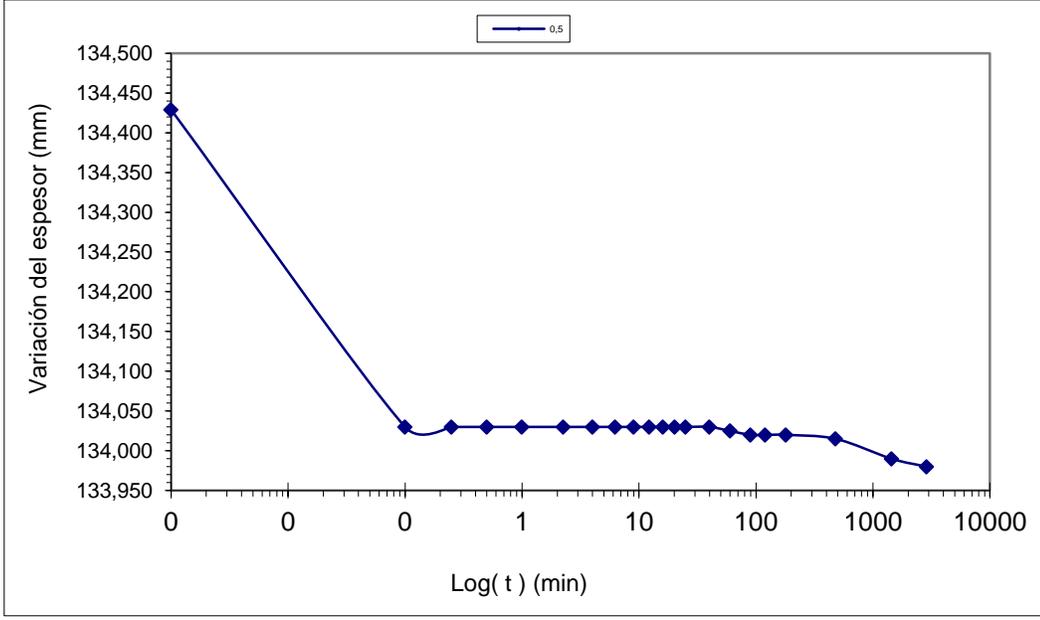
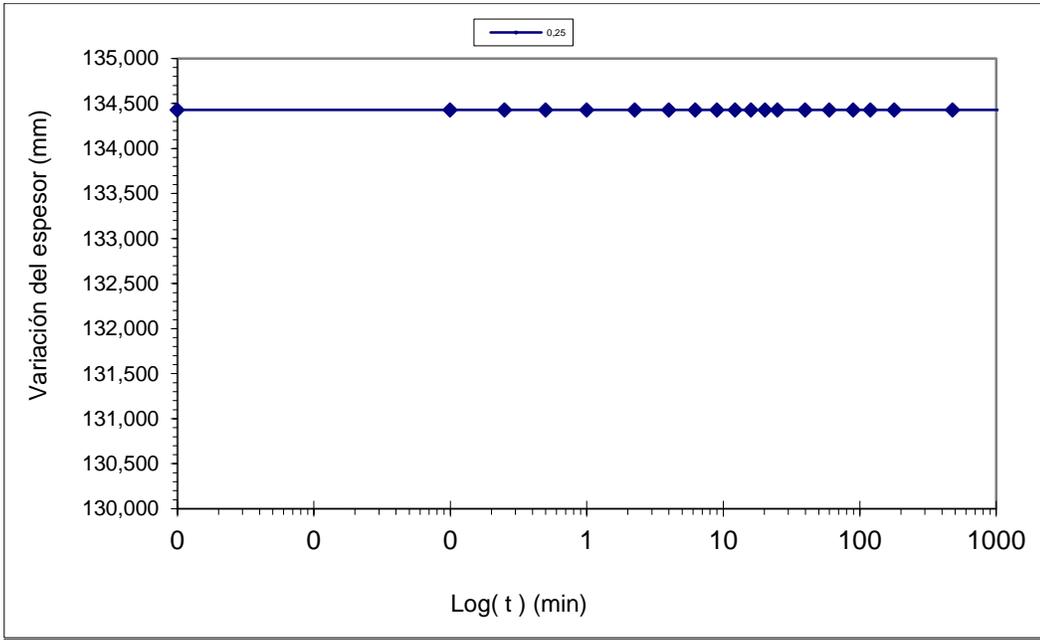


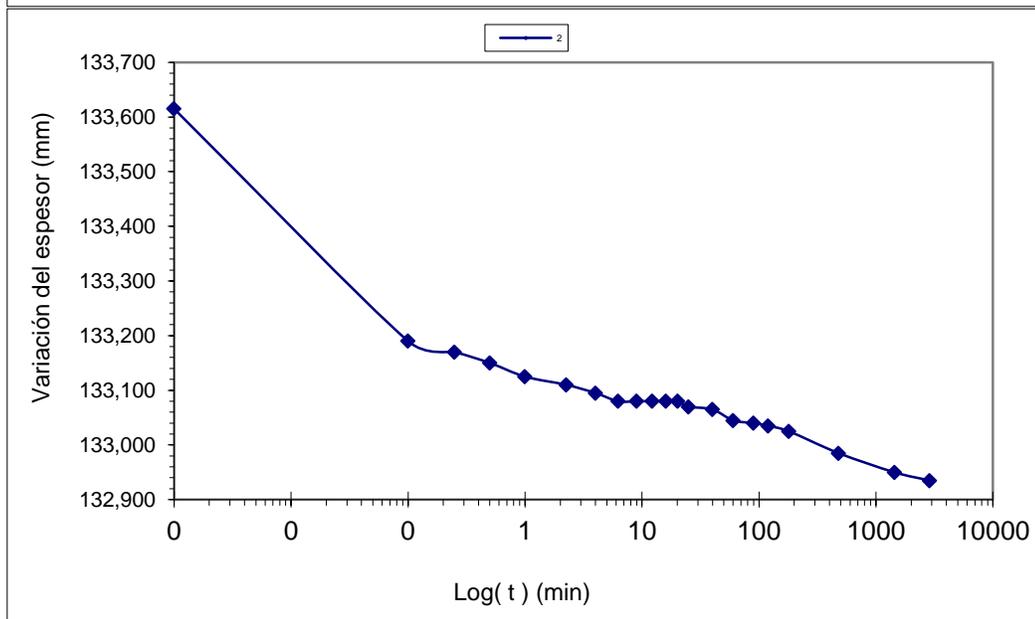
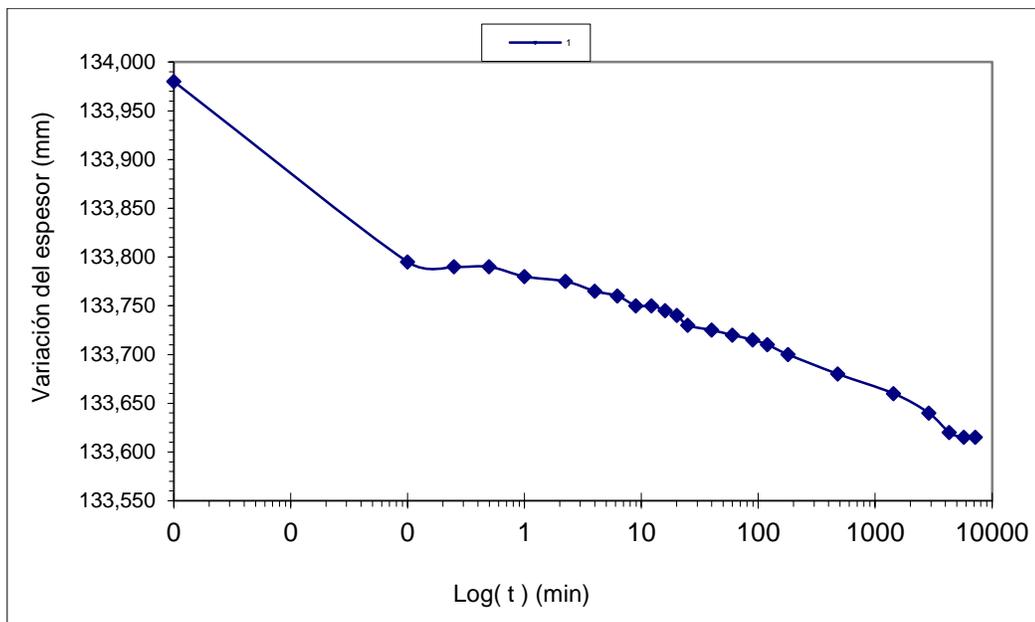


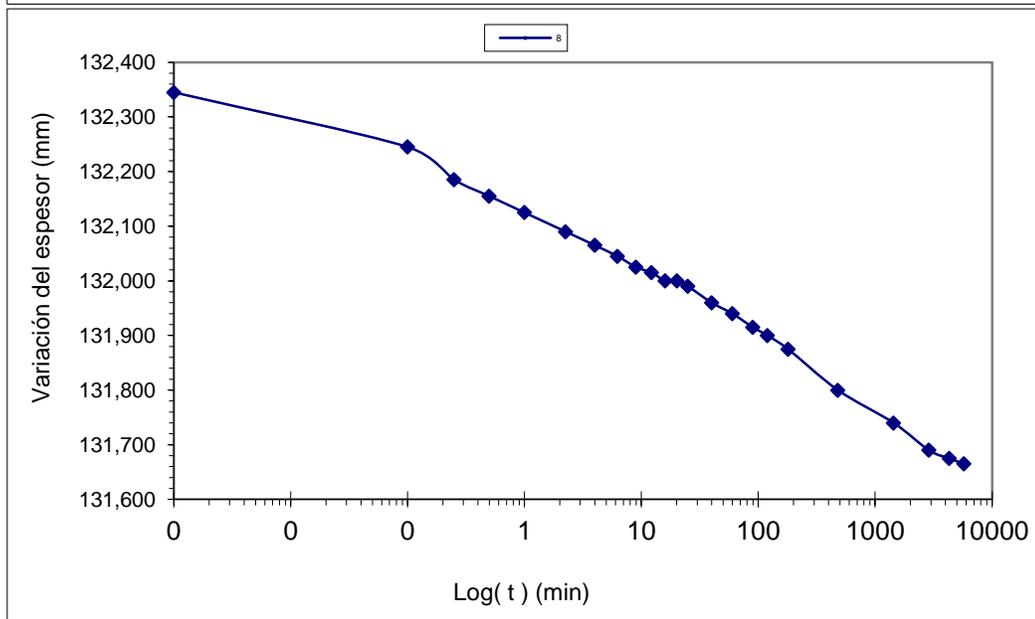
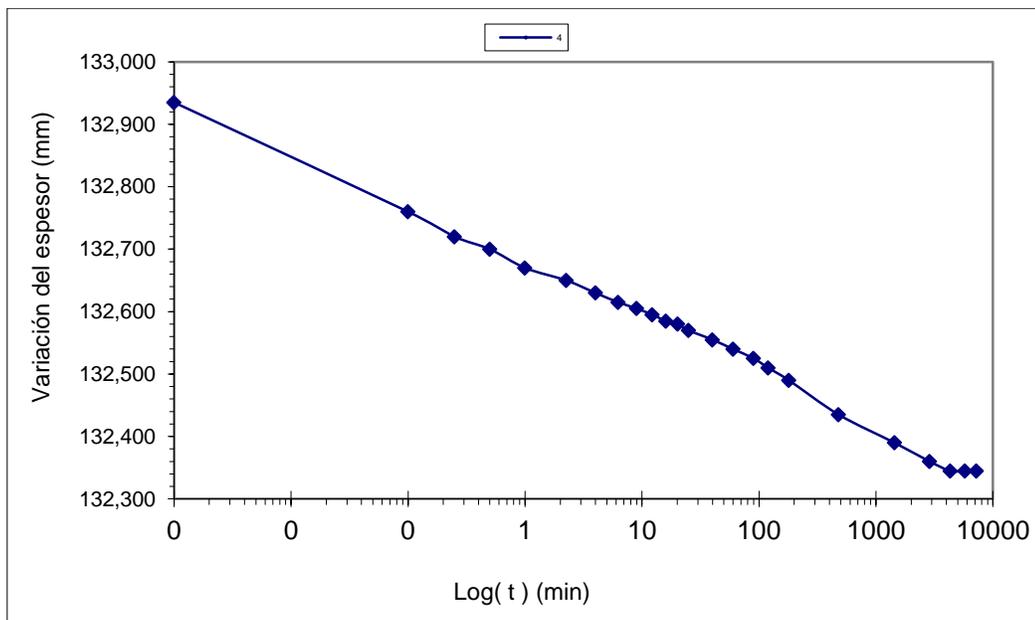
4) 10% Finos

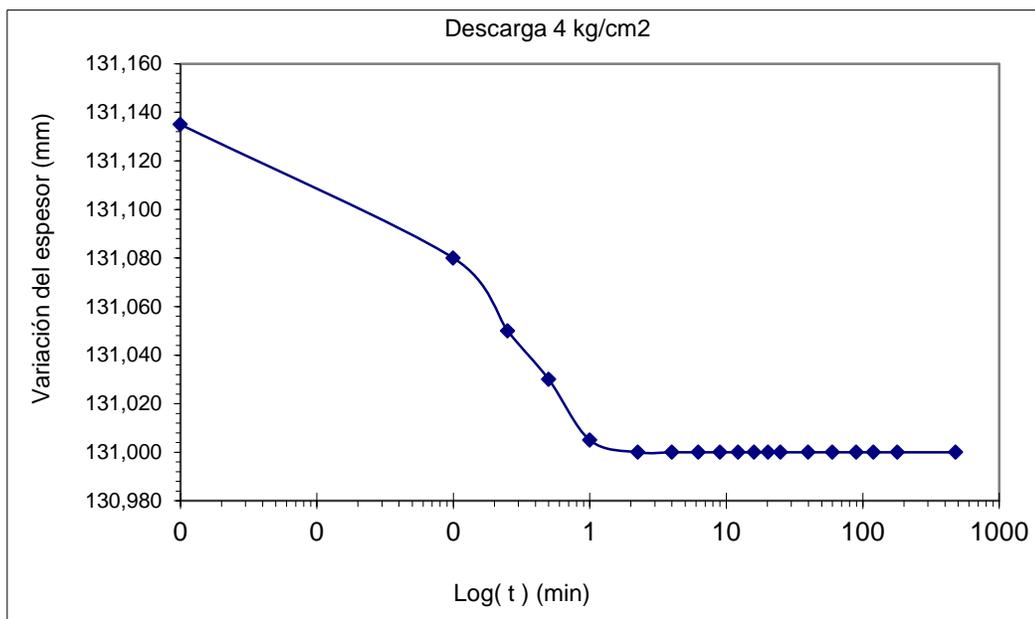
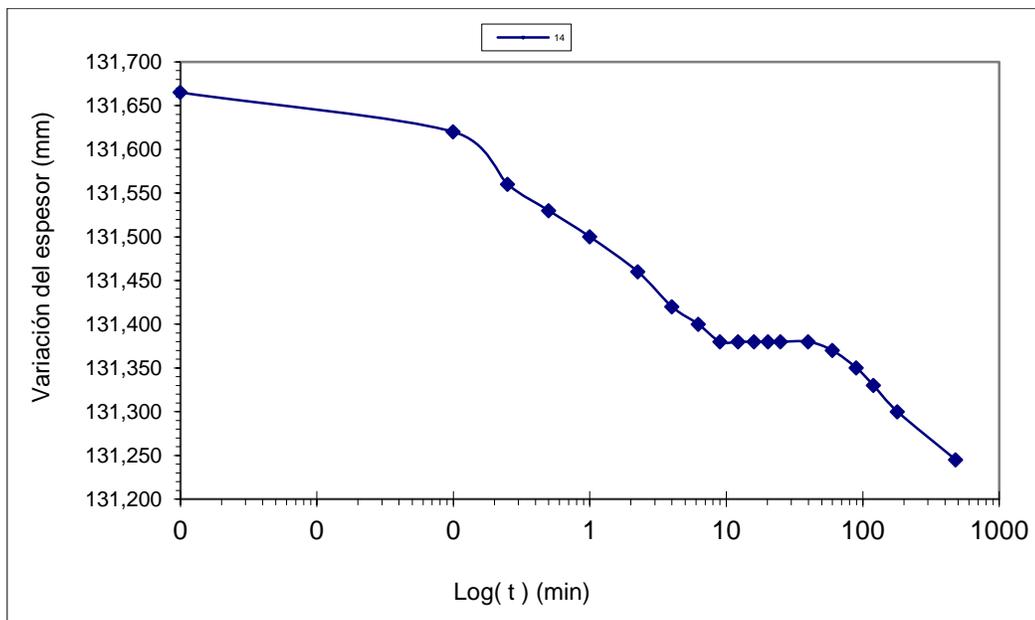
Método de Casagrande

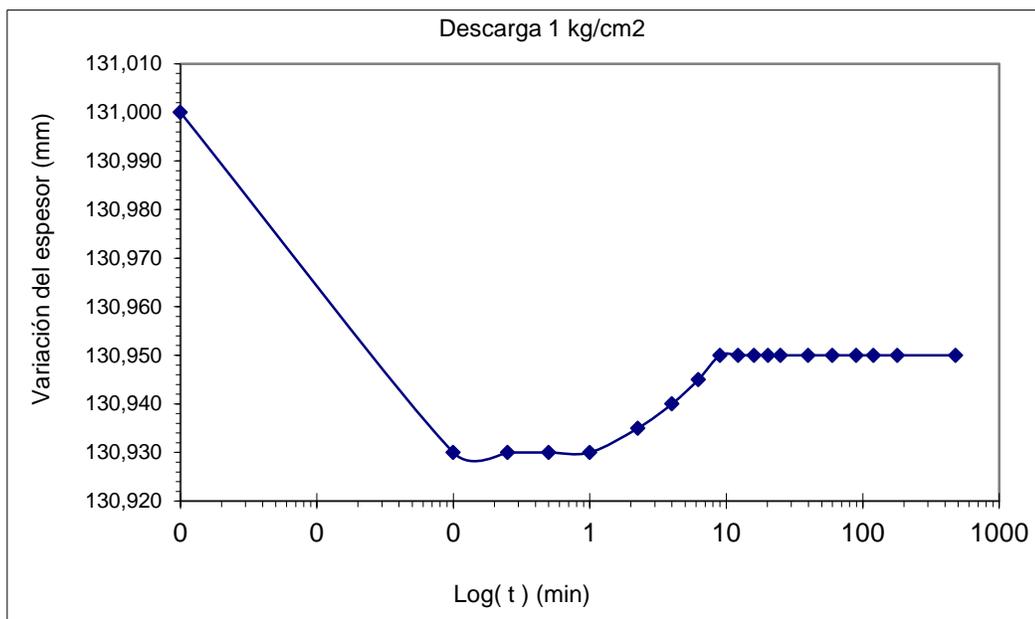
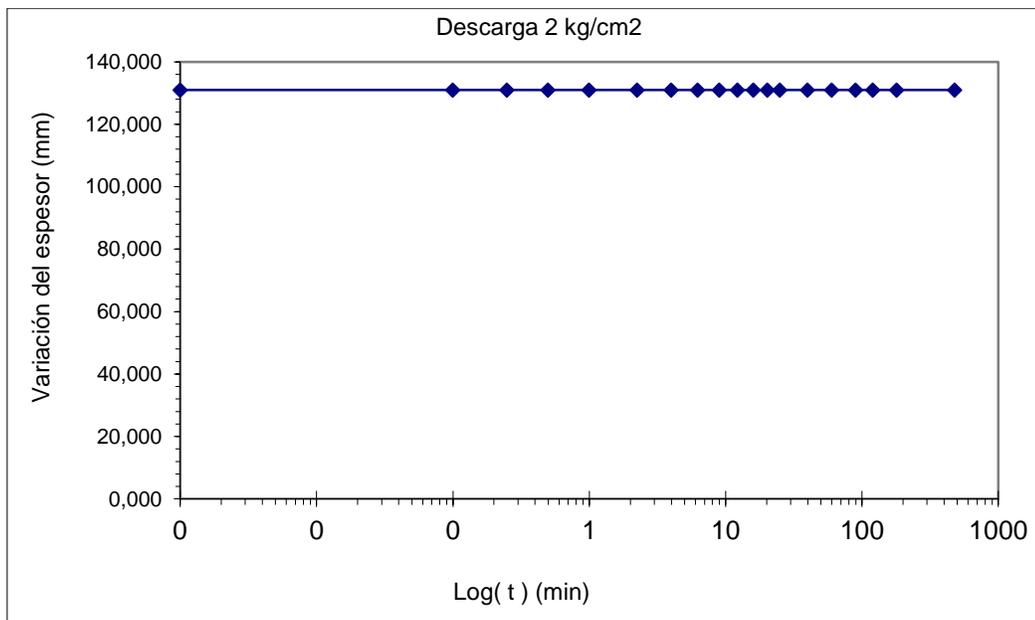


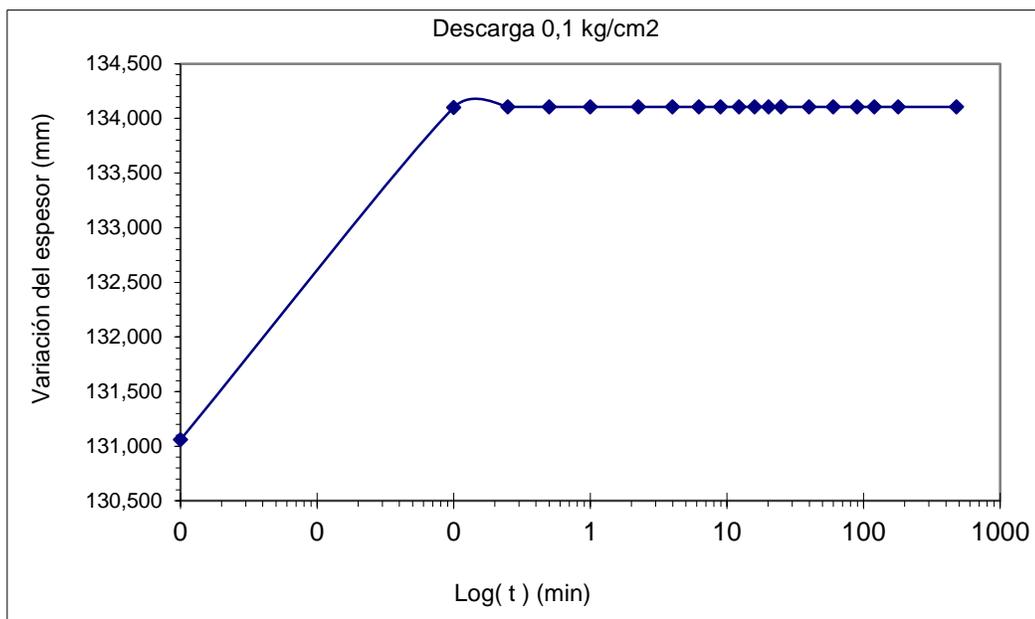
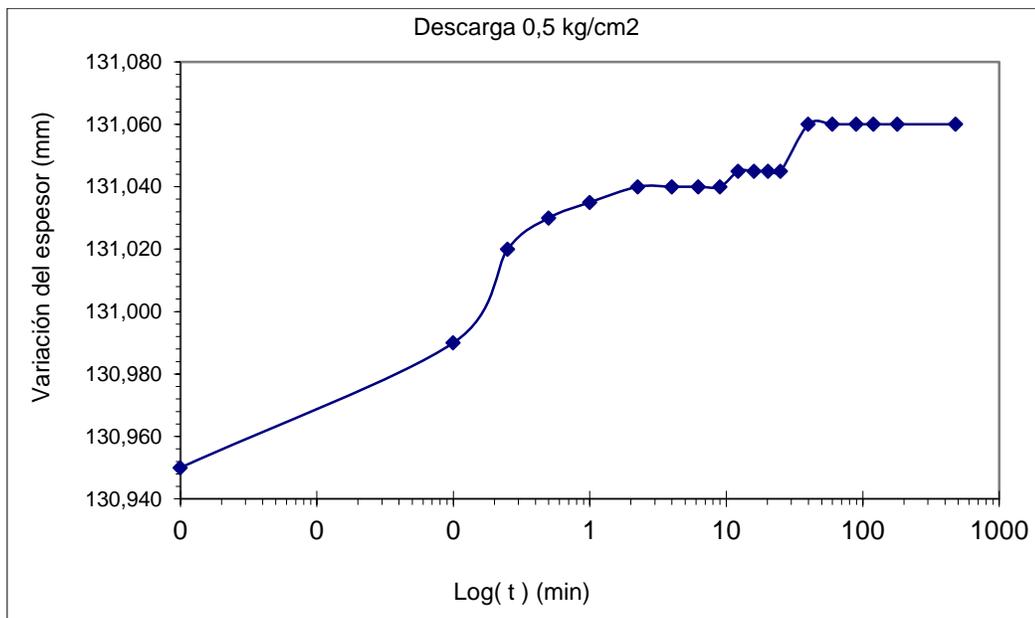








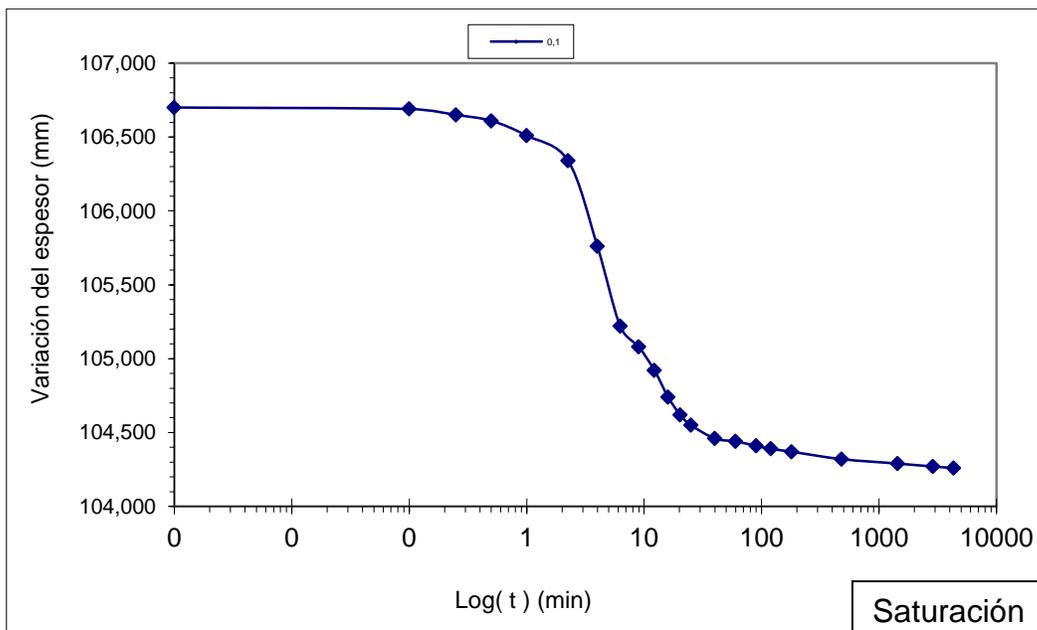
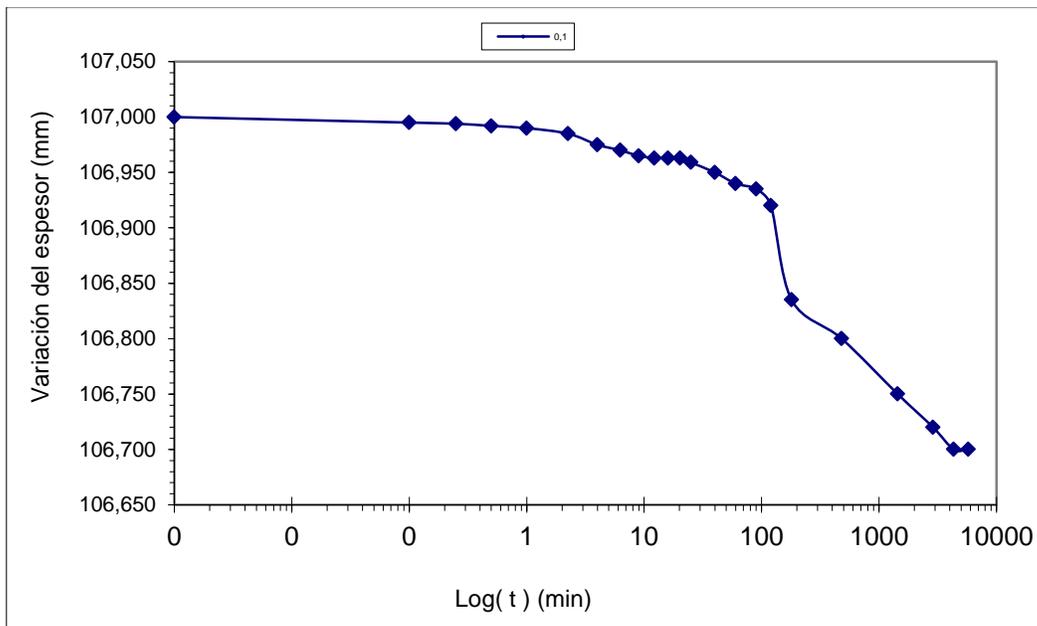


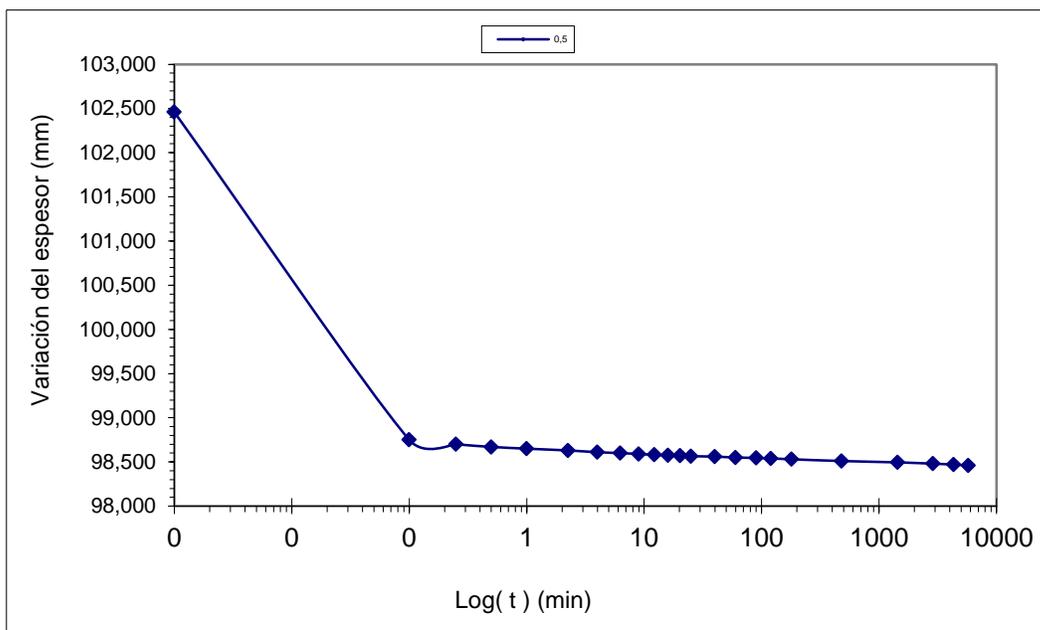
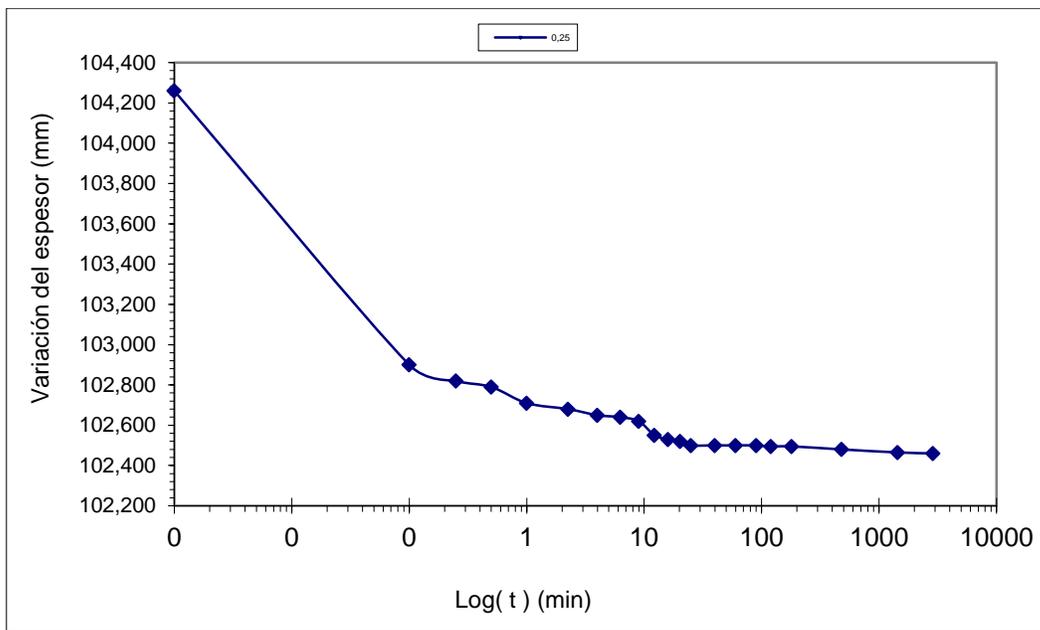


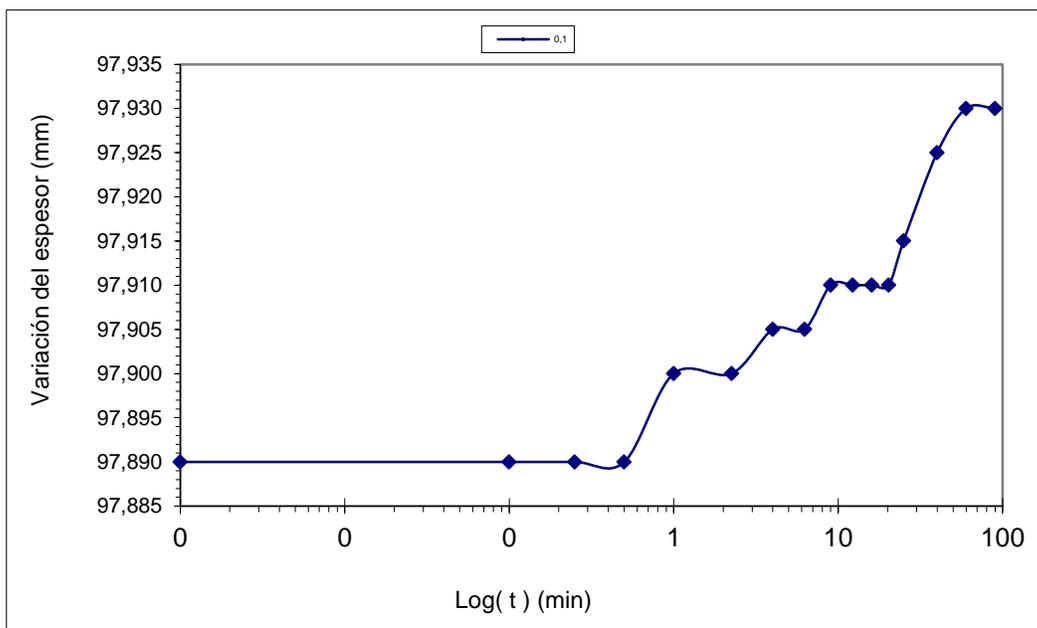
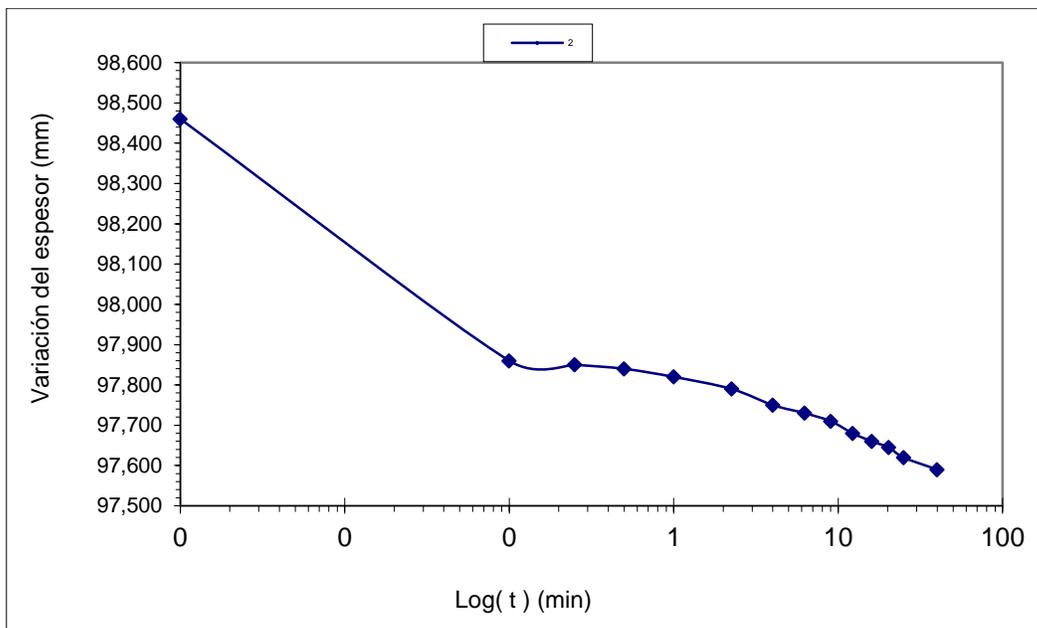
5) DR 70%

Método de Casagrande

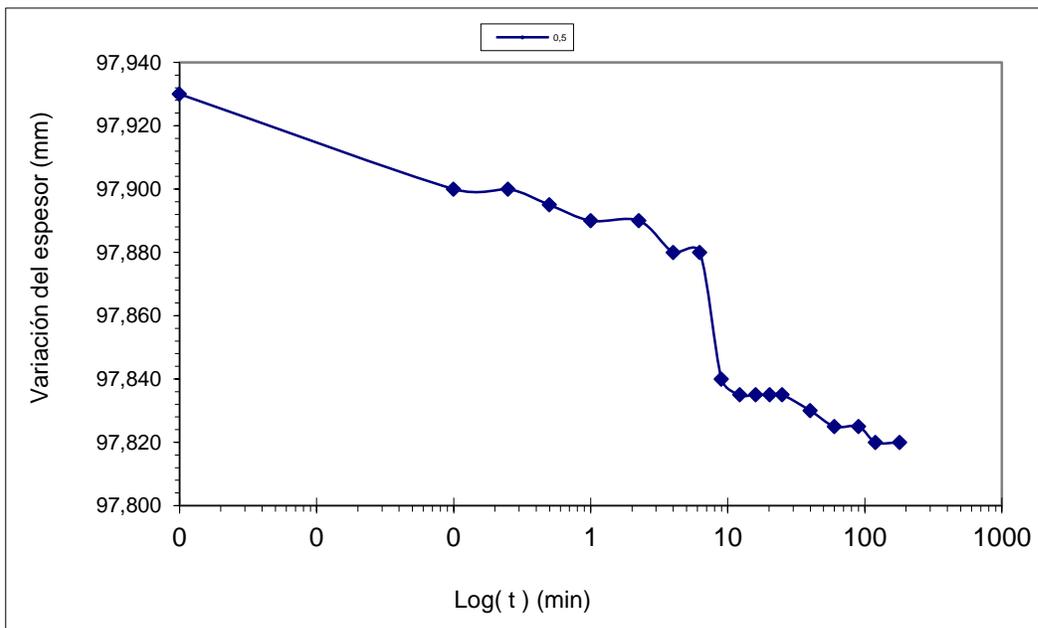
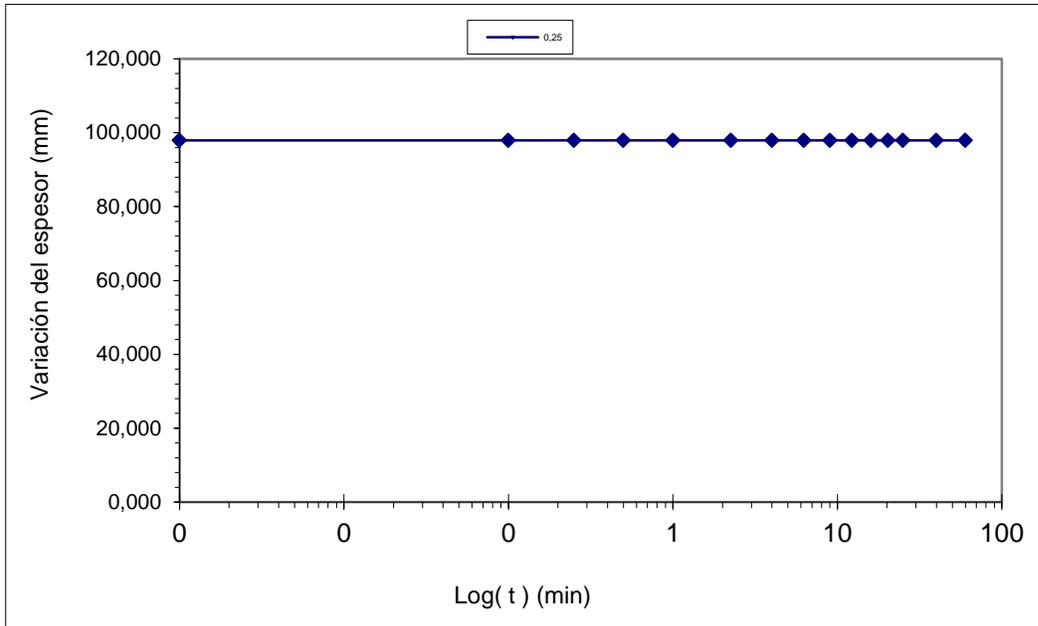
- Primera Carga y Descarga

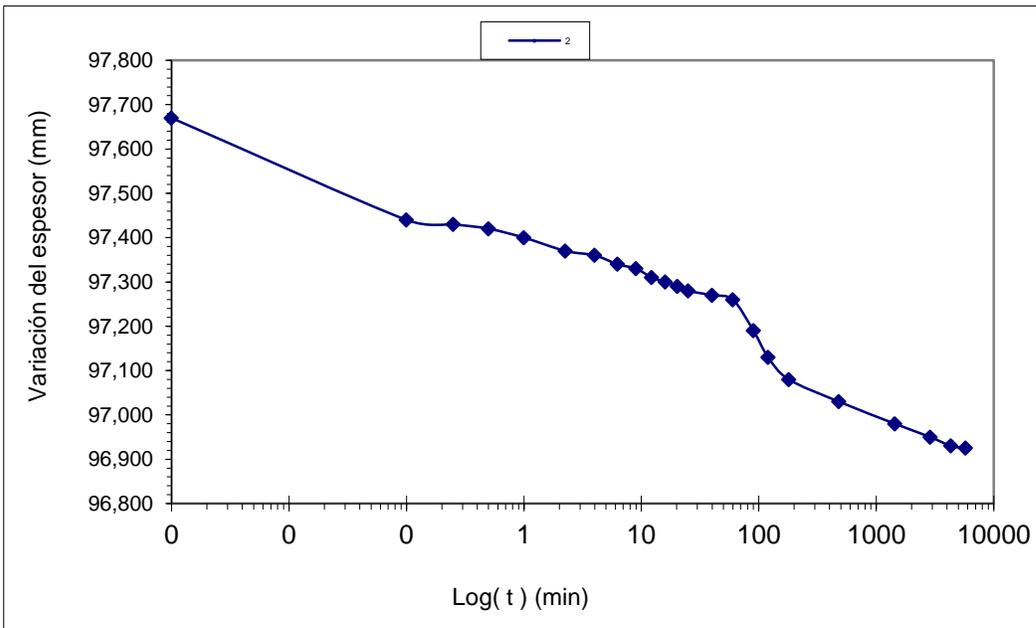
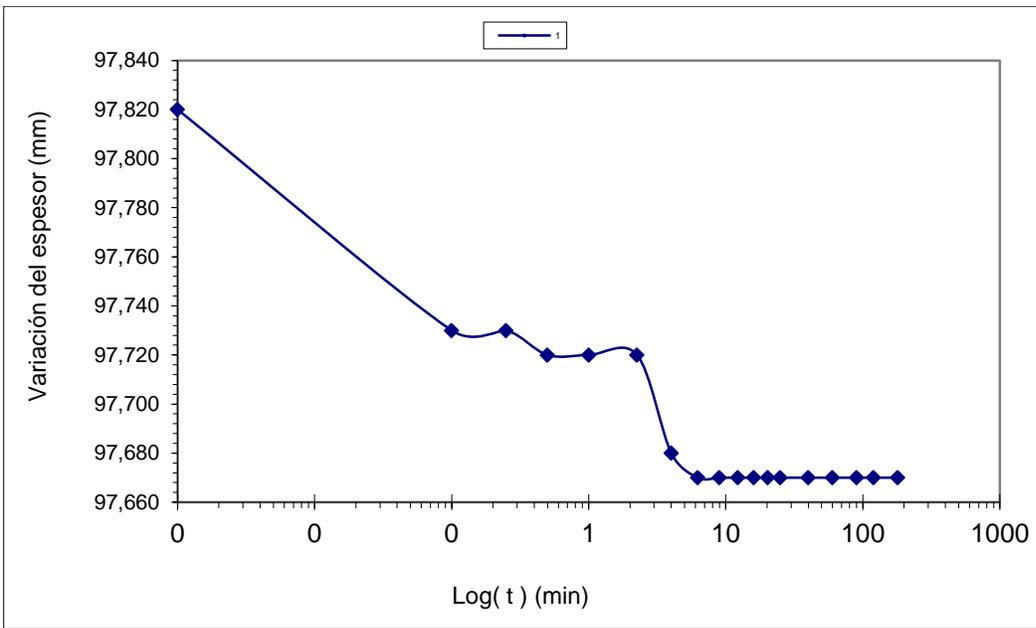


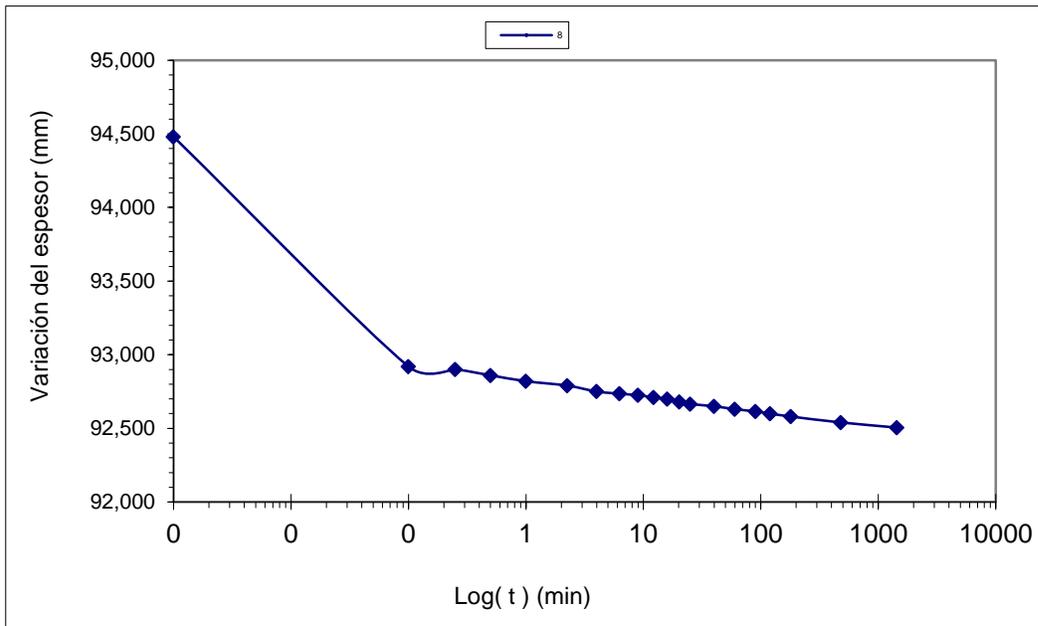
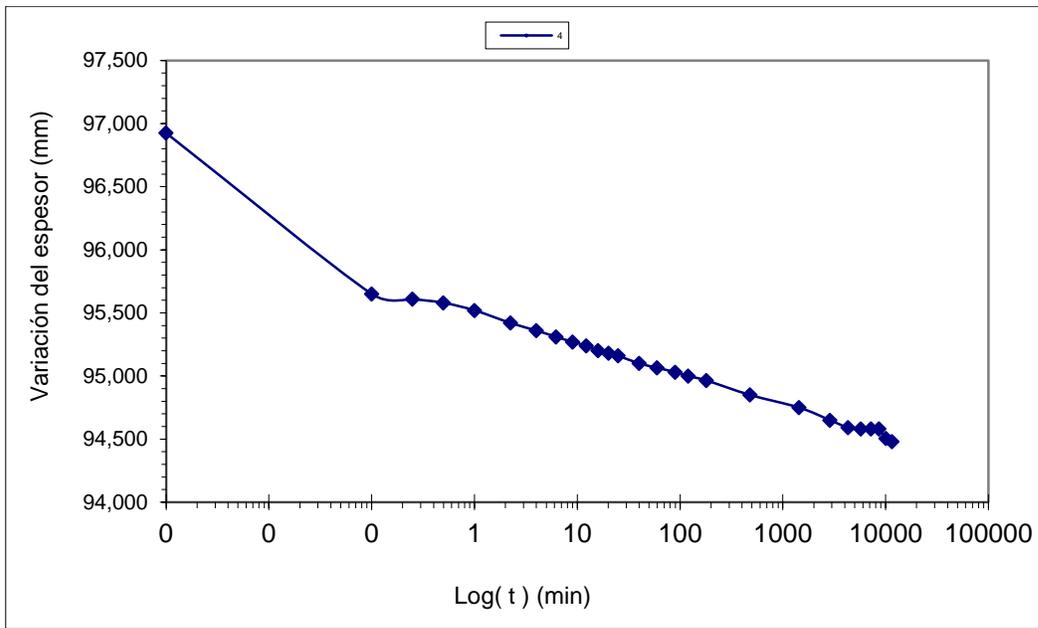


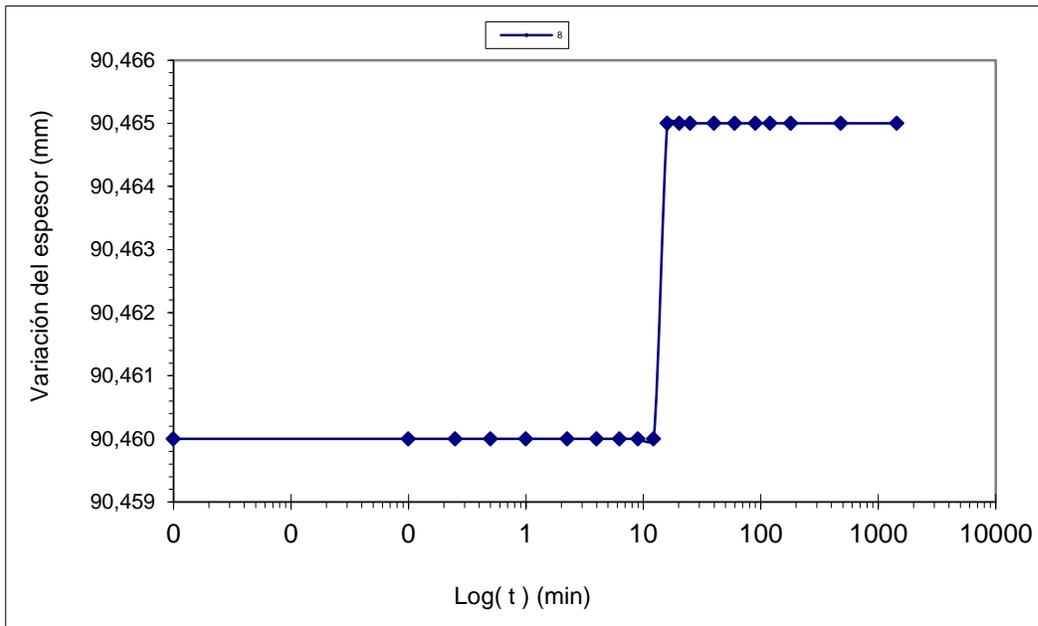
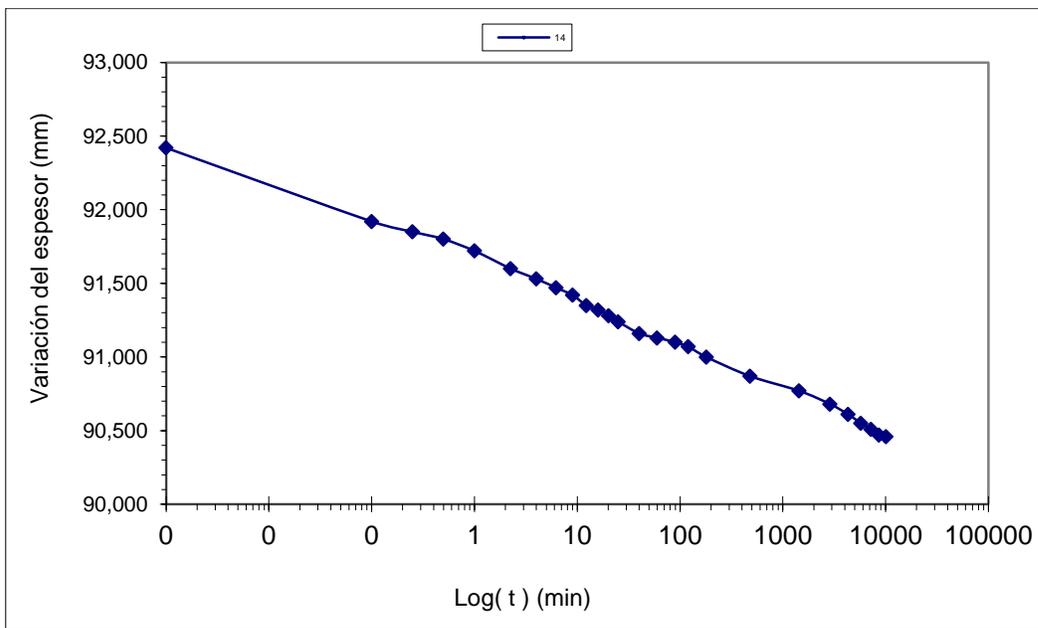


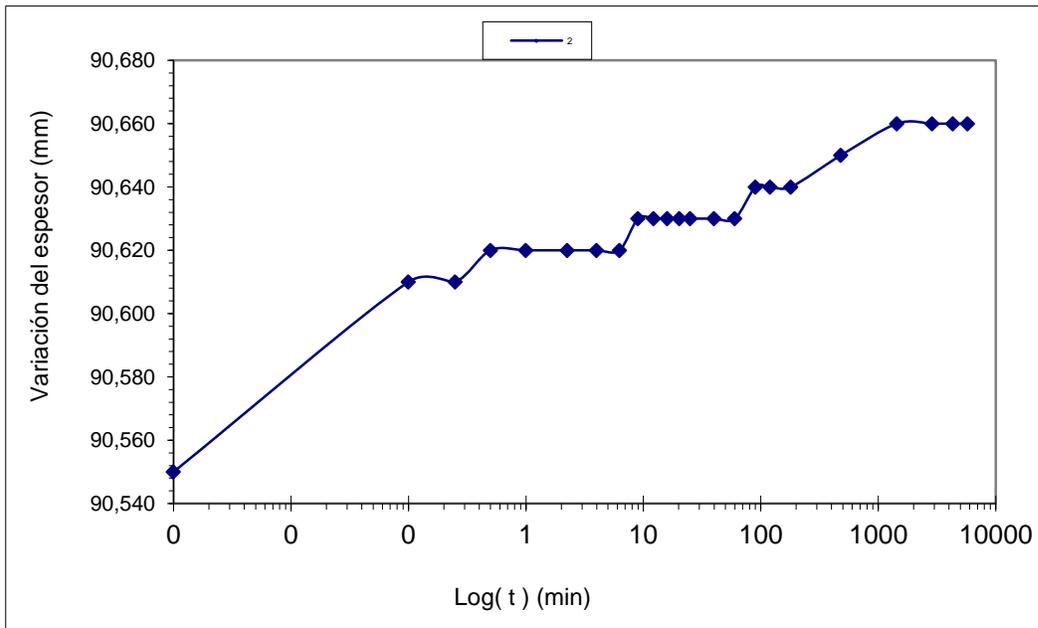
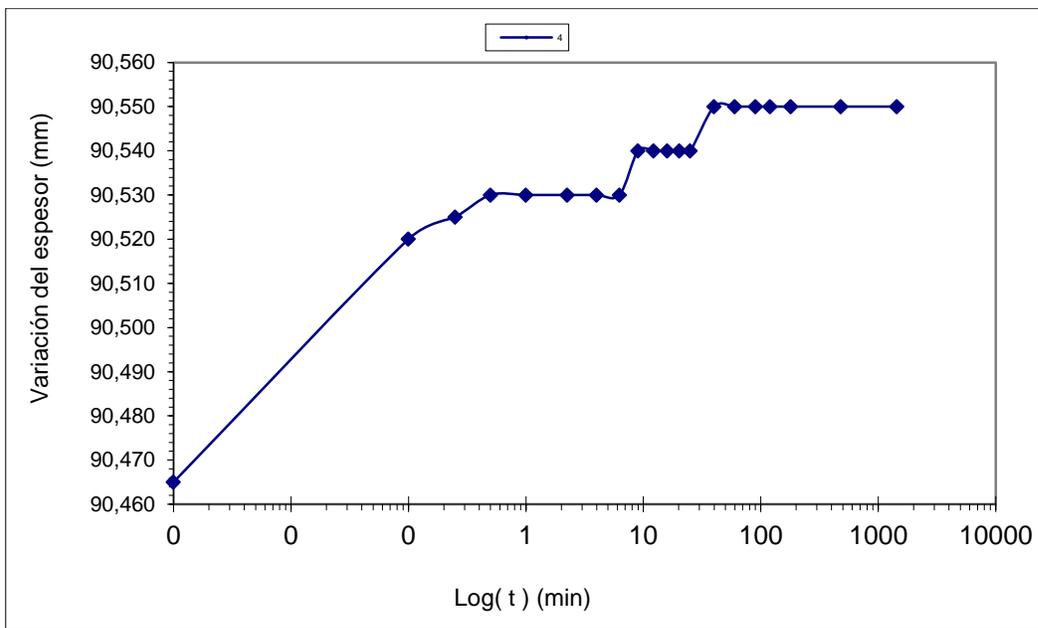
- Segunda Carga y Descarga

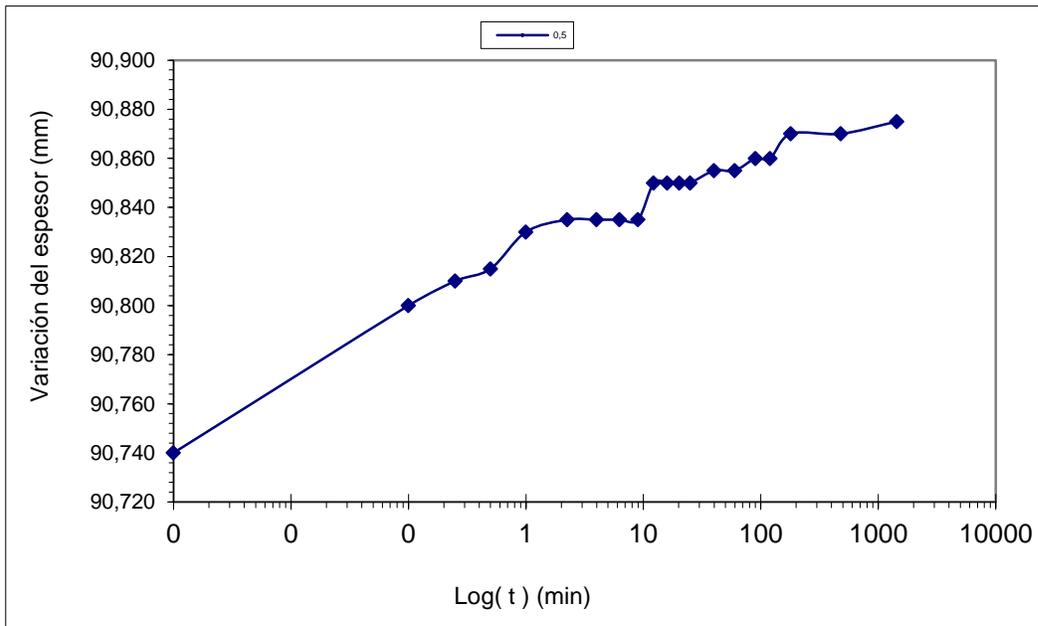
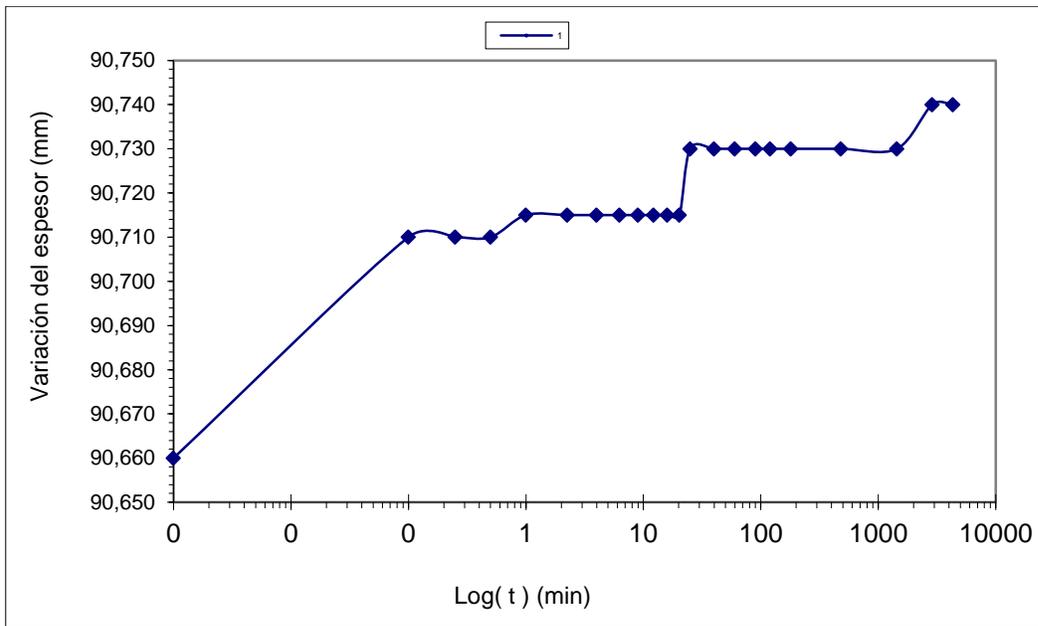


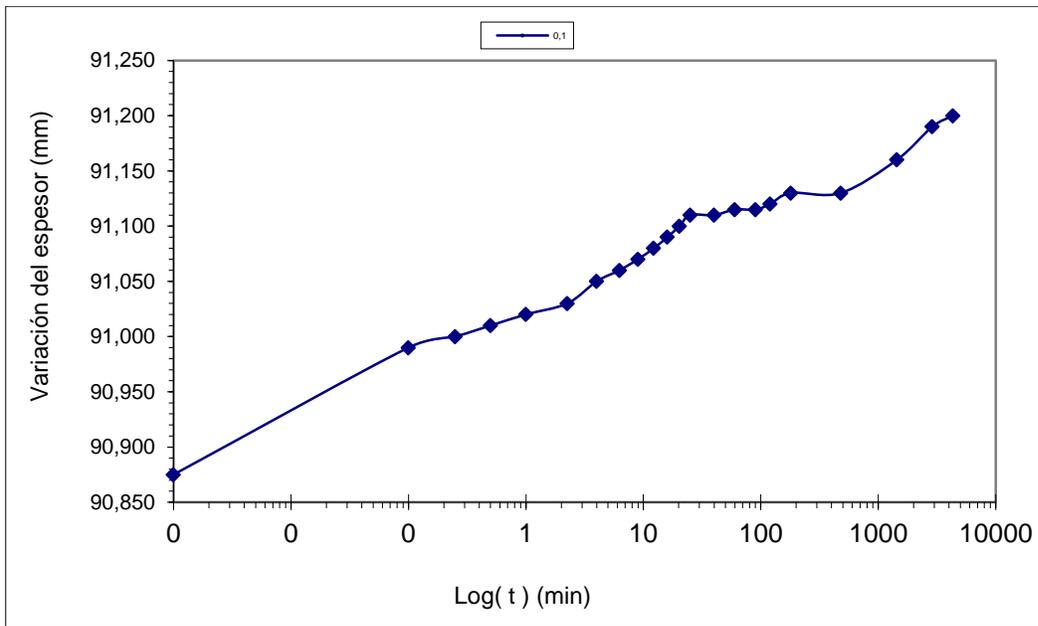








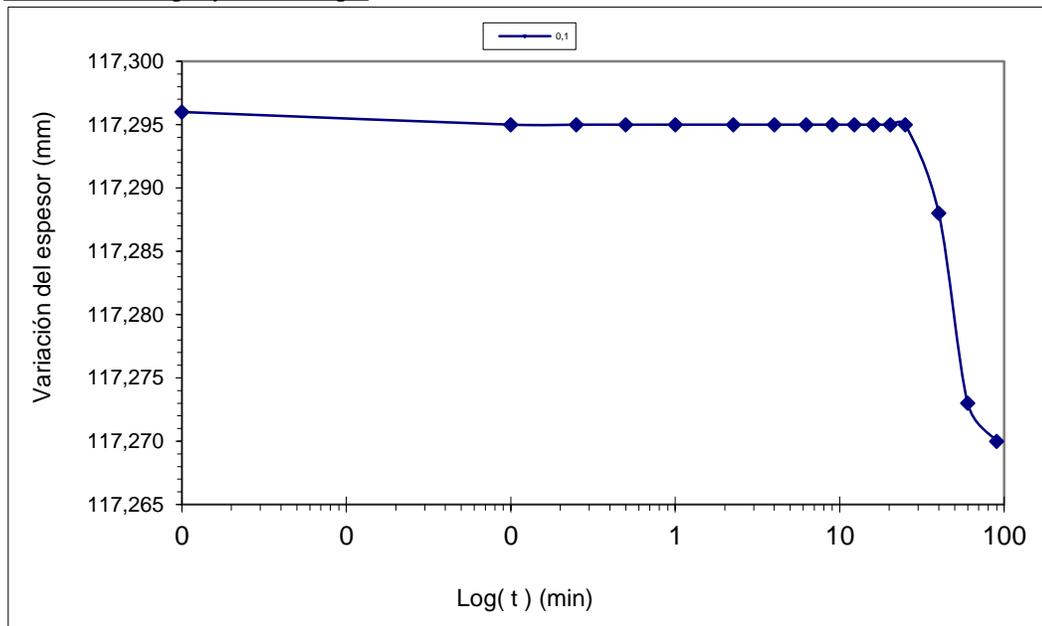


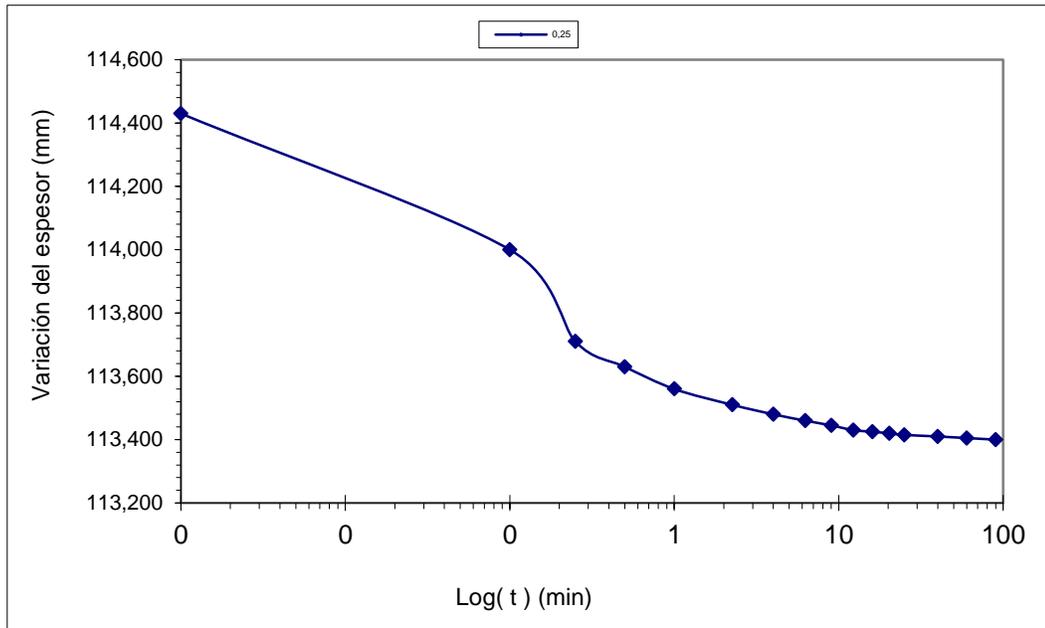
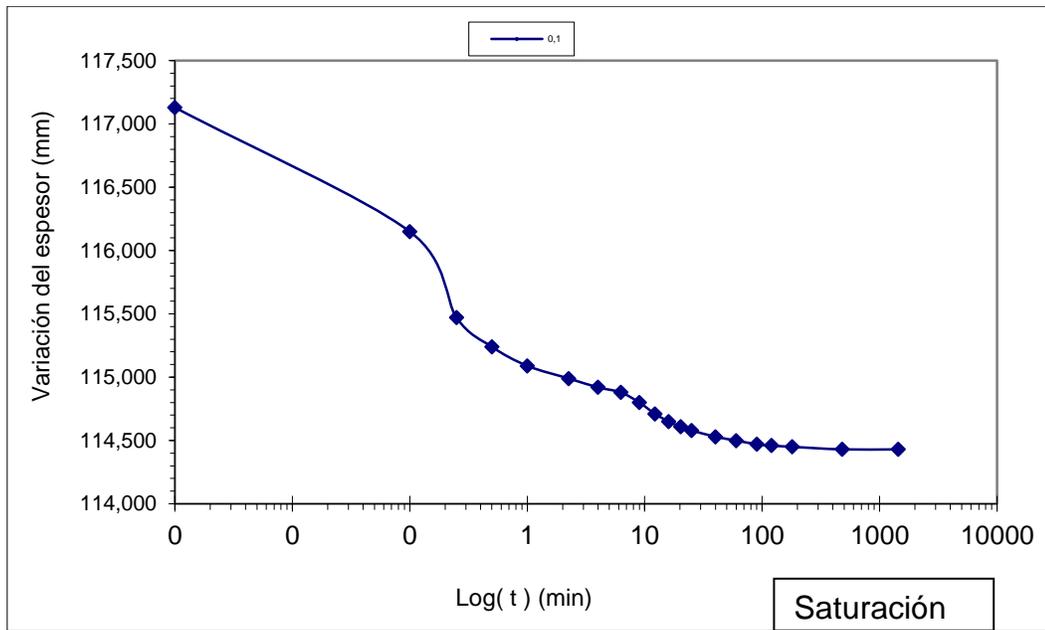


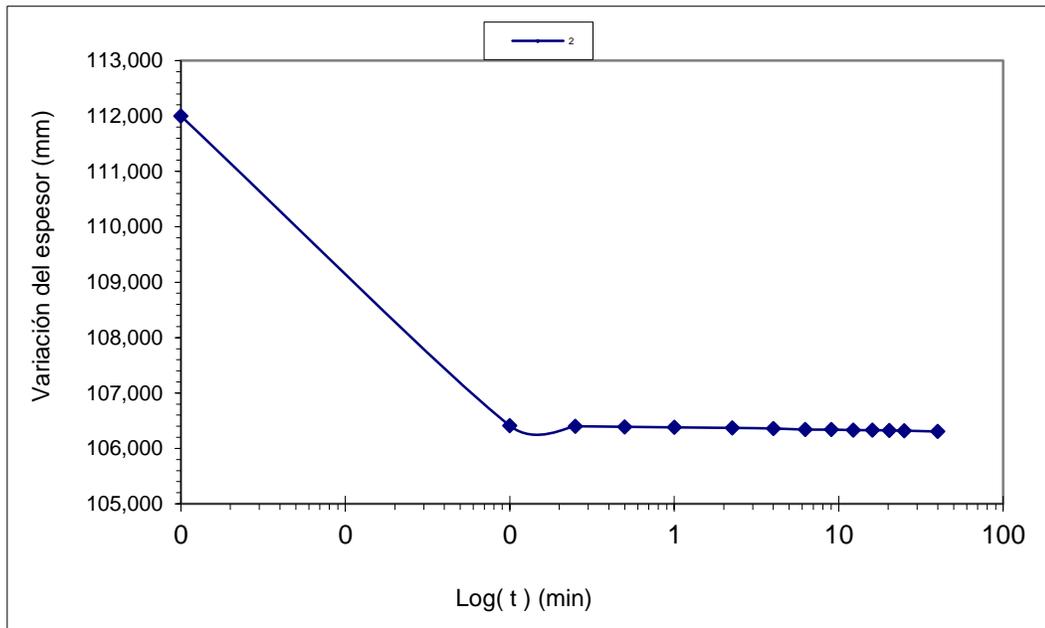
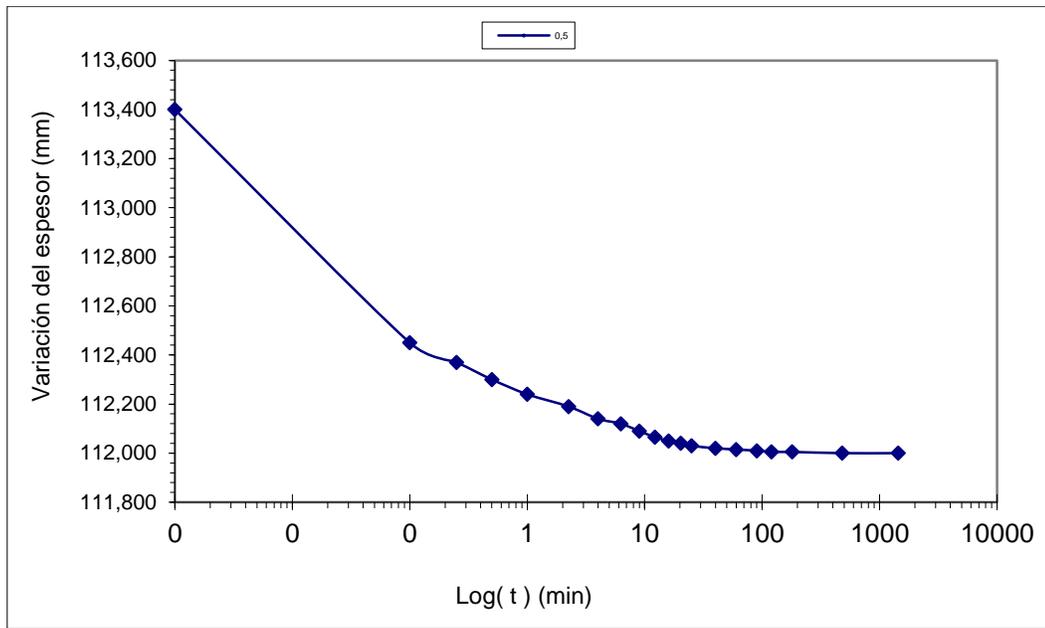
6) DR 60%

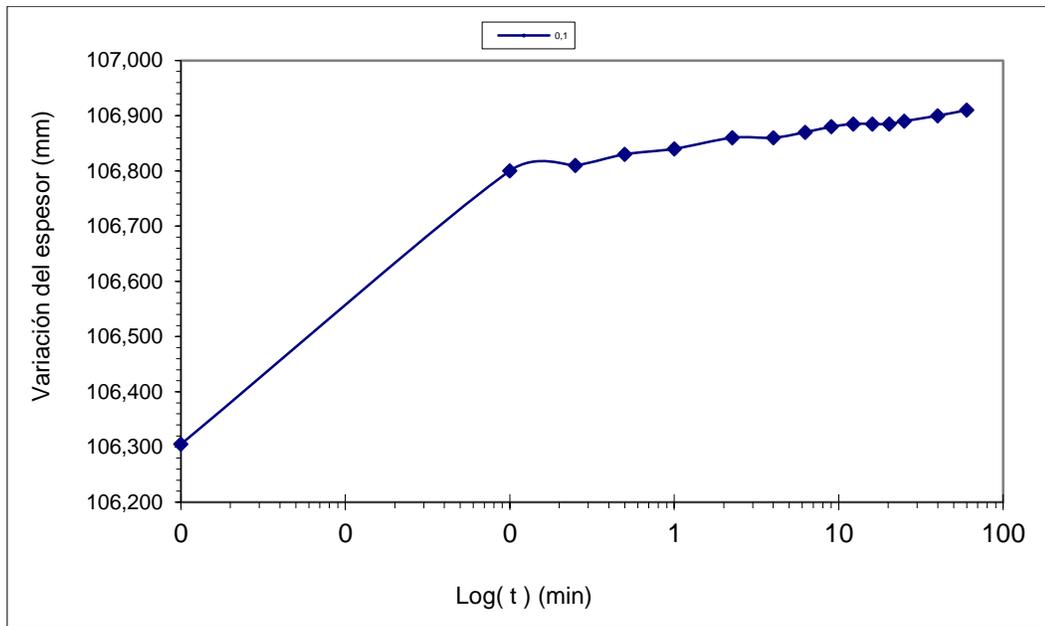
Método de Casagrande

- Primera carga y descarga









- Segunda carga y descarga

